

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil et de génie du bâtiment

INFLUENCE DE LA FLEXIBILITÉ DES FONDATAIONS SUR LA REPRISE DES EFFORTS DANS UN PYLÔNE À TREILLIS

Mémoire de maîtrise
Spécialité : Génie Civil

David GUILBEAULT

Sherbrooke (Québec) Canada

JUIN 2021

MEMBRES DU JURY

Sébastien LANGLOIS

Directeur

Charles-Philippe LAMARCHE

Membre du jury et rapporteur

Alexis L. Desrochers

Membre externe du jury

RÉSUMÉ

L'interaction sol-structure peut avoir un effet significatif sur le comportement des pylônes à treillis de lignes aériennes de transport d'énergie, sous l'effet de charges statiques ou dynamiques. La majorité des modèles utilisés pour la conception de pylônes à treillis négligent cette interaction et considèrent les fondations de la structure comme parfaitement rigides. En considérant un encastrement parfait, les effets possibles d'un tassement différentiel ou d'une perte de rigidité d'une ou plusieurs fondations, conduisant à une redistribution des efforts dans la structure, sont négligés. Ces effets sont en pratique considérés de manière approximative à l'aide de facteurs de sécurité et de limites de déplacements employés par les concepteurs des fondations.

Afin d'optimiser les méthodes de dimensionnement des pylônes à treillis en tenant compte du comportement de leurs fondations, il faut d'abord comprendre les effets de la flexibilité des fondations sur la reprise des efforts dans les pylônes. Pour ce faire, ce travail propose d'analyser une gamme de rigidités calculées à partir de modèles théoriques simplifiés de la littérature et prenant en compte l'interaction sol-structure pour deux types de sol : un sol flexible et un sol rigide. Ces modèles sont ensuite comparés à des essais réalisés précédemment par RTE, un partenaire du groupe de recherche sur les lignes aériennes de l'Université de Sherbrooke. Dix configurations paramétriques sont analysées numériquement à l'aide du logiciel libre Code_Aster afin d'évaluer les effets de la flexibilité des fondations sur la réponse structurale des pylônes à treillis sous un chargement quasi-statique. Six des configurations analysées visent à étudier la réponse de la structure en considérant différents comportements de la fondation ; deux configurations présentent un comportement linéaire et quatre configurations ont un comportement bilinéaire en translation et/ou en rotation. Les quatre autres configurations sélectionnées permettent d'étudier l'effet d'une seule fondation ayant une rigidité très faible, simulant ainsi une défaillance d'une des fondations.

Les exemples analysés ont démontré que la modélisation détaillée des pylônes à treillis tenant compte de la flexibilité des fondations peut, dans certains cas, mener à une augmentation de la résistance globale des pylônes par rapport à une modélisation considérant les fondations comme étant parfaitement rigides. Cette influence dépend toutefois du cas de chargement de la structure.

De plus, la présence d'un déséquilibre dans la rigidité de l'un des massifs de fondation peut avoir un impact sur le mode de ruine du pylône à treillis et mener à une diminution de sa résistance.

Mots-Clés : Pylônes à treillis, Fondations, Flexibilité des fondations, Analyse par éléments finis. Lignes de transport d'énergie.

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE 1	INTRODUCTION.....	2
CHAPITRE 2	ÉTAT DE L'ART.....	5
2.1	Types de fondations	5
2.2	Méthodes de modélisation de l'interaction sol-structure	6
2.2.1	Méthodes avancées	6
2.2.2	Méthodes simplifiées	9
2.3	Charges appliquées à un pylône.....	16
2.4	Analyse d'un pylône à treillis par éléments finis.....	17
2.4.1	Modélisation des membrures.....	17
2.4.2	Types d'analyse	17
2.5	Synthèse	18
CHAPITRE 3	MÉTHODOLOGIE	20
3.1	Résumé de la méthodologie.....	20
3.2	Modèles de fondations	22
3.3	Essais sur pylônes considérés	25
3.4	Outils de modélisation	31
3.5	Démarche de modélisation.....	32
3.6	Lois de comportement de la fondation.....	35
3.7	Méthode de résolution de problèmes non linéaires.....	36
CHAPITRE 4	ÉVALUATION ET MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES RIGIDITÉS DES FONDATIONS	38
4.1	Essais sur massifs de fondation	38
4.2	Calcul des rigidités de fondation	39

4.3	Implémentation du comportement flexible des fondations dans un modèle numérique	47
CHAPITRE 5	RÉSULTATS ET ANALYSES	50
5.1	Essai 1	50
5.1.1	Présentation de l'essai	50
5.1.2	Résultats des modèles 0 à 6	51
5.1.3	Résultats des modèles 7 à 10	58
5.1.4	Synthèse des résultats de l'essai 1	68
5.2	Essai 2	69
5.2.1	Présentation de l'essai	69
5.2.2	Résultats des modèles numériques	69
5.2.3	Synthèse des résultats de l'essai 2	72
CHAPITRE 6	CONCLUSION	75
LISTE DES RÉFÉRENCES	79

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 - Types de fondations employés pour les pylônes : a) fondation superficielle tétrapode, b) fondation profonde tétrapode sur pieux, c) fondation monopode et d) poteau simple travaillant en renversement [Kyung et Lee, 2015]	6
Figure 2.2 - Modèle d'interaction sol-structure par éléments finis [Gazetas et al., 2013].....	7
Figure 2.3 - Modèle non linéaire de Winkler pour les déplacements latéraux d'une fondation caisson [Gerolymos et Gazetas, 2006]	8
Figure 2.4 - Fondations superficielles [Gazetas, 1991].....	9
Figure 2.5 – Rigidité statique latérale d’une fondation [Velez, 1983]	14
Figure 3.1 – Résumé de la méthodologie	22
Figure 3.2 - Points d'application des charges du pylône H2 [Bouchard, 2013]	26
Figure 3.3 - Mode de rupture obtenu expérimentalement pour l’essai 1 [Teske, 1986]	30
Figure 3.4 - Mode de rupture obtenu expérimentalement pour l’essai 3 [Teske, 1986]	31
Figure 3.5 – Schéma représentant la fondation flexible	32
Figure 3.6 – Modélisation de l’excentricité pour les membrures connectées sur une (gauche) et deux ailes (droite) [Gravel, 2020].....	34
Figure 4.1 - Installation utilisée pour la ligne St-Vulbas-Vielmoulin [RTE, 2002].....	39
Figure 4.2 - Installation des essais de renversement de la ligne 225 kV de Bayet-Montvicq [Spie fondations, 2014].....	39
Figure 4.3 - Réponse en renversement d’un massif d’une ligne à 225 kV (support 333)	41
Figure 4.4 - Réponse en renversement d’un massif d’une ligne à 225 kV (support 297)	41
Figure 4.5 - Réponse en renversement d’un massif d’une ligne à 90 kV (support ME43)	42
Figure 4.6 – Schéma de la modélisation de la fondation.....	47
Figure 5.1 – Coefficient de chargement-déplacement du noeud N1 (modèles 0 à 2)	51
Figure 5.2 – Coefficient de chargement-déplacement des modèles 2 à 6 (marne).....	53
Figure 5.3 – Coefficient de chargement-déplacement des modèles 2 à 6 (argile).....	53
Figure 5.4 - Charge axiale dans la membrure critique (marne).....	55
Figure 5.5 - Charge axiale dans la membrure critique (argile).....	56
Figure 5.6 - Moment MFY dans la membrure critique (argile)	56

Figure 5.7 - Moment MFY dans la membrure critique (marne).....	57
Figure 5.8 - Moment MFZ dans la membrure critique (argile).....	57
Figure 5.9 - Moment MFZ dans la membrure critique (marne).....	58
Figure 5.10 – Courbes de coefficient de chargement-déplacement au nœud N1 des modèles 7 à 10 (marne).....	59
Figure 5.11 – Courbes de coefficient de chargement-déplacement au nœud N1 des modèles 7 à 10 (argile)	59
Figure 5.12 – Déformée du pied du modèle 7 (marne)	61
Figure 5.13 – Déformée du pied du modèle 8 (marne)	62
Figure 5.14 – Déformée du pied du modèle 9 (marne)	62
Figure 5.15 – Déformée du pied du modèle 10 (marne)	63
Figure 5.16 – Courbes de coefficient de chargement-déplacement de la jambe en compression NR1 (marne).....	64
Figure 5.17- Courbes de coefficient de chargement-déplacement de la jambe en compression NR2 (marne).....	64
Figure 5.18 – Courbes de coefficient de chargement-déplacement de la jambe en traction NR3 (marne).....	65
Figure 5.19 -Courbes de coefficient de chargement-déplacement de la jambe en traction NR4 (marne).....	65
Figure 5.20 – Courbes de force axiale-déplacement dans les membrures critiques du pylône analysé (modèles 7 et 9)	66
Figure 5.21 – Courbes de force axiale-déplacement dans les membrures critiques du pylône analysé (modèles 8 et 10)	67
Figure 5.22 – Courbes de moment-rotation dans les membrures critiques du pylône analysé (modèles 7 et 9)	67
Figure 5.23 – Courbes de moment-rotation dans les membrures critiques du pylône analysé (modèles 8 et 10)	68
Figure 5.24 – Coefficient de chargement-déplacement au nœud N1 de l'essai 2.....	70
Figure 5.25 – Force-déplacement de la jambe en compression NR2	71
Figure 5.26 – Force-déplacement de la jambe en traction NR4	71
Figure 5.27 – Mode de rupture de l'essai 2.....	72

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 – Rigidités de la fondation pour les 11 modèles.....	25
Tableau 3.2 – Chargement nominal de l'essai 1	27
Tableau 3.3 – Chargement ultime de l'essai 1	27
Tableau 3.4 – Chargement nominal de l'essai 2	27
Tableau 3.5 – Chargement ultime de l'essai 2	28
Tableau 3.6 – Chargement nominal de l'essai 3	28
Tableau 3.7 – Chargement ultime de l'essai 3	28
Tableau 3.8 – Chargement nominal de l'essai 4	29
Tableau 3.9 – Chargement ultime de l'essai 4	29
Tableau 3.10 - Rigidité en rotation des assemblages boulonnés	33
Tableau 3.11 - Propriété des cornières	35
Tableau 4.1 - Propriétés du massif typique	42
Tableau 4.2 – Propriétés mécaniques des sols.....	43
Tableau 4.3 - Rigidité de l'argile (N/m en translation et N.m/rad en rotation).....	45
Tableau 4.4 – Rigidité de la Marne (N/m en translation et N/rad en rotation).....	46
Tableau 4.5 - Comparaison entre les efforts appliqués et les réactions obtenues du modèle....	48
Tableau 5.1 – Chargement atteint par les différents modèles.....	60

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Au cours des dernières années, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés par le groupe de recherche sur les lignes aériennes de transport d'énergie de l'Université de Sherbrooke dans le but d'analyser le comportement structural de pylônes à treillis sous différents cas de chargement. Ces travaux, principalement numériques, visent à simuler de manière réaliste la réponse de pylônes à treillis jusqu'à la ruine en flambement d'une membrure. Les modèles numériques développés dans ce cadre ont été confrontés à des essais réels réalisés par le gestionnaire du réseau de transport d'électricité en France (RTE) et les résultats comparés sont généralement en bon accord. Ces modèles prennent en compte le comportement non linéaire géométrique (grands déplacements/rotations) et matériel (élastoplasticité) de la rigidité des différents assemblages ainsi que l'excentricité du chargement, permettant ainsi de représenter la ruine par flambement de la structure sans l'introduction de défauts artificiels [Sad Saoud, 2018]. Ils ne prennent toutefois pas en compte l'interaction existante entre la fondation de la structure et le sol de fondation. Cette interaction crée une certaine flexibilité à la base du pylône, ce qui pourrait avoir une influence sur le comportement de la structure ainsi que sur son mode de ruine. L'établissement d'une procédure de modélisation permettant d'inclure cette interaction permettra d'évaluer son impact sur le comportement global des pylônes en simulant différents scénarios pouvant se produire en pratique, tels que la présence de différents types de sols ou le débalancement de la rigidité des fondations suite à une perte de rigidité d'un massif de fondation.

Les travaux réalisés dans le cadre de cette maîtrise ont donc pour but d'établir une stratégie numérique simple afin de simuler de manière réaliste l'interaction sol-structure au niveau des fondations des pylônes. La stratégie présentée dans ce travail consiste à modéliser les fondations à l'aide de ressorts insérés à la base des pylônes à treillis et peut facilement être implantée dans les modèles numériques précédemment développés, ce qui permettra d'évaluer dans quelle mesure la flexibilité des fondations peut influencer le comportement à la ruine des pylônes à treillis soumis à des chargements quasi-statiques.

Le Chapitre 2 de ce document présente une revue de la littérature des différents modèles d'interaction sol-structure développés précédemment ainsi que de modèles par éléments finis complexes, incluant la modélisation complète des fondations, et de modèles plus simples remplaçant les fondations par une série de ressorts. Une revue des travaux réalisés sur la modélisation numérique des pylônes à treillis est également présentée. Le Chapitre 3 présente la méthodologie suivie pour la réalisation de ce projet. Il inclut une synthèse des hypothèses utilisées dans la modélisation par éléments finis ainsi que la présentation des essais de référence utilisés pour les exemples analysés. Le Chapitre 4 présente la méthode utilisée pour évaluer les rigidités employées pour les ressorts de fondation. Le Chapitre 5 présente les résultats obtenus pour les différents exemples analysés au cours de l'étude ainsi qu'une analyse approfondie permettant d'évaluer l'impact de la flexibilité des fondations sur la réponse des pylônes à treillis. Le dernier chapitre présente une conclusion sur l'effet de la rigidité des fondations sur la réponse globale et la reprise des efforts dans les pylônes à treillis ainsi que quelques pistes de recherche pour la suite de ces travaux.

CHAPITRE 2

ÉTAT DE L'ART

2.1 Types de fondations

Les supports de lignes aériennes de transport d'énergie sont des structures particulières intéressantes en raison de leur faible masse et les chargements auxquels ils sont exposés tout au long de leur cycle de vie. Une courte présentation des charges appliquées sur les supports de lignes aériennes est présentée à la Section 2.3. Les chargements s'exerçant sur ce type de structures créent un moment de renversement important que les fondations doivent être en mesure de reprendre efficacement. De manière générale, les quatre types de fondations présentés à la Figure 2.1 sont employés dans le domaine des lignes aériennes. Ces fondations sont généralement réparties en deux catégories principales, soit les fondations monopodes et les fondations tétrapodes [Bougue, 2008]. Les fondations monopodes sont parfois employées pour la reprise des efforts d'un pylône sous la forme de massifs uniques dans le cas des pylônes à treillis. Le concept de fondations monopodes s'applique plus généralement pour les pylônes tubulaires en acier ou les poteaux en béton ou en bois. Les massifs uniques permettent une reprise efficace des efforts de renversement. Les fondations tétrapodes sont, quant à elles, réparties en deux catégories : les fondations superficielles et les fondations sur pieux. Ces fondations sont formées d'un massif à chaque jambe du pylône. Comparativement aux fondations tétrapodes, les massifs uniques offrent une résistance plus faible aux efforts latéraux, mais permettent de réduire les effets de tassement différentiel. Sous un chargement latéral, les fondations superficielles travaillent principalement en efforts axiaux. Le moment de la structure est ainsi repris par la combinaison de massifs travaillant en compression et de massifs travaillant en arrachement. Dans le cas d'une fondation composée de quatre massifs indépendants, les risques de tassements différentiels sont plus élevés [Kyung et Lee, 2015].

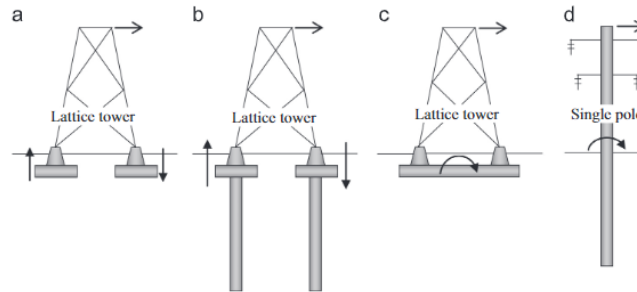


Figure 2.1 - Types de fondations employées pour les pylônes : a) fondation superficielle tétrapode, b) fondation profonde tétrapode sur pieux, c) fondation monopode et d) poteau simple travaillant en renversement [Kyung et Lee, 2015]

2.2 Méthodes de modélisation de l'interaction sol-structure

2.2.1 Méthodes avancées

2.2.1.1 Modélisation par éléments finis et différences finis

La méthode la plus détaillée pour bien représenter l'interaction sol-structure d'une fondation quelconque consiste à réaliser un modèle numérique de la fondation et du sol la supportant. Au cours des dernières années, plusieurs chercheurs ont développé des modèles par éléments finis ou employant la méthode des différences finis permettant de représenter différents types de fondations. L'avantage principal de ce type de modélisation est de prendre en compte les non-linéarités du sol et de la fondation. Dans les travaux de Jendoubi et Legeron [2013], ce type de modèles a été employé afin d'évaluer l'impact de la rigidité des fondations sur les réactions aux appuis d'un pylône à treillis. Le code de calcul FLAC employant la méthode des différences finis a été employé afin de simuler numériquement les non-linéarités de l'interaction sol-structure dans le cas d'un massif de sol de 60 m sur 30 m supportant une fondation de 1.472 m sur 1.372 m. Des chargements statiques et cycliques ont été appliqués afin d'évaluer le comportement de la fondation en arrachement. En comparant les résultats de l'analyse numérique à des essais à pleine échelle réalisés par Hydro-Québec en 1980, il a été possible de démontrer que le modèle représente bien le comportement de la fondation. Les travaux de Jendoubi ont démontré un effet bénéfique de l'intégration de l'interaction sol-structure sur la résistance ultime des pylônes à treillis. Cet effet apparaît particulièrement dans le cas d'un chargement dynamique, où l'amortissement de la fondation peut affecter la réponse du pylône par rapport à une fondation rigide en réduisant les efforts et déplacements dans la structure.

Gazetas et al. [2013] ont également développé un modèle avancé permettant d'analyser le comportement de « rocking foundations » sous un chargement dynamique à l'aide du logiciel d'éléments finis ABAQUS. La définition des frontières du modèle est une considération importante lorsqu'un chargement dynamique est appliqué au système, le déplacement des ondes doit se faire sur une distance importante. Dans le cas étudié par les chercheurs, un prolongement du sol sur une distance de trois fois la largeur de la fondation est suffisant pour bien représenter la propagation des ondes. Une seconde considération importante est l'interface entre le sol et le massif des fondations. Puisque ce type de fondations résiste aux charges par une combinaison de soulèvement et de compression au sol, un algorithme a été développé par les chercheurs pour prendre en compte une possible séparation au niveau de l'interface. La Figure 2.2 présente la visualisation 3-D du modèle de Gazetas.

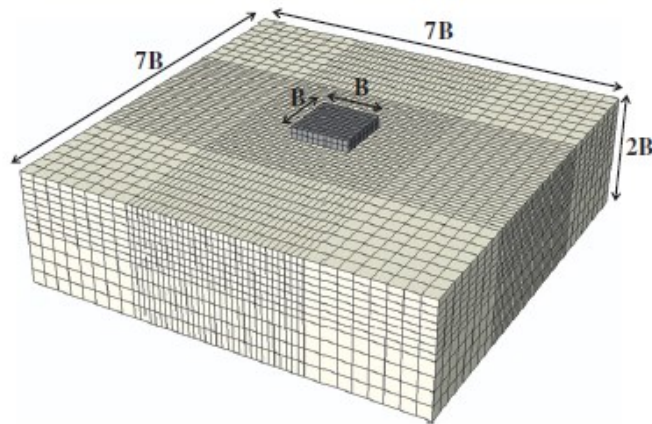


Figure 2.2 - Modèle d'interaction sol-structure par éléments finis [Gazetas et al., 2013]

Bien que ces modèles avancés représentent l'interaction entre le sol et la fondation de manière réaliste, ils nécessitent une puissance de calcul importante et seraient difficilement implantables dans un modèle complet de la structure. Il serait donc préférable d'utiliser des modèles plus simplifiés.

2.2.1.2 Modèle de Winkler

En pratique, un modèle très utilisé et représentant convenablement l'interaction entre le sol et la fondation est le modèle approximatif de Winkler. Ce modèle fait partie des recommandations du guide de pratique de conception des plateformes pétrolières de l'American Petroleum Institute [Auersch 2019]. Le modèle de Winkler consiste à modéliser l'interface sol-fondation

par un système de ressorts et d'amortisseurs. Les rigidités et amortissements sont déterminés en fonction des caractéristiques du sol et s'appliquent à la fondation pour représenter les conditions d'appui de la structure.

Le modèle Winkler est particulièrement utilisé lors de l'analyse de fondations profondes, car ce type de fondations entre généralement en contact avec plusieurs couches de sol à caractéristiques variables. Un exemple intéressant du modèle avancé de Winkler est celui développé par Gerolymos et Gazetas [2006] pour les fondations de type caissons en fonction des non-linéarités de l'interface sol-fondation. Ce modèle considère trois couches distinctes de sol et un système ressort-amortisseur a été employé pour représenter chaque couche, tel que présenté à la Figure 2.3. Pour chaque système, une rigidité en rotation et en translation a été évaluée et une rigidité verticale et horizontale a été évaluée pour la base du caisson. En appliquant ces ressorts et amortisseurs à la fondation, il est possible de modéliser le comportement de la fondation sous un chargement latéral.

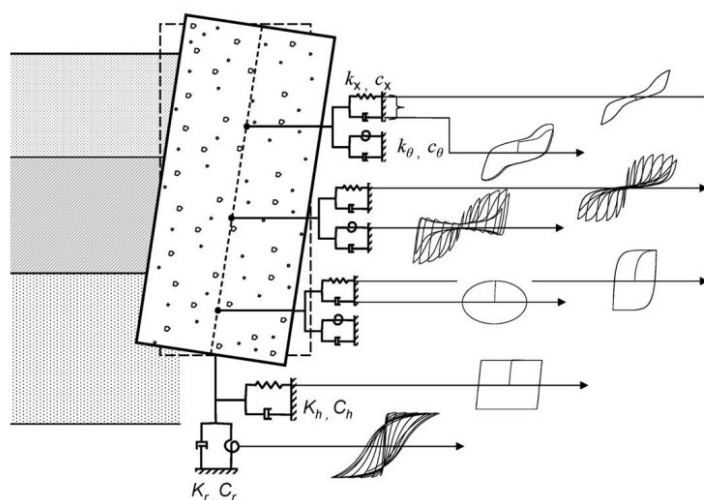


Figure 2.3 - Modèle non linéaire de Winkler pour les déplacements latéraux d'une fondation caisson [Gerolymos et Gazetas, 2006]

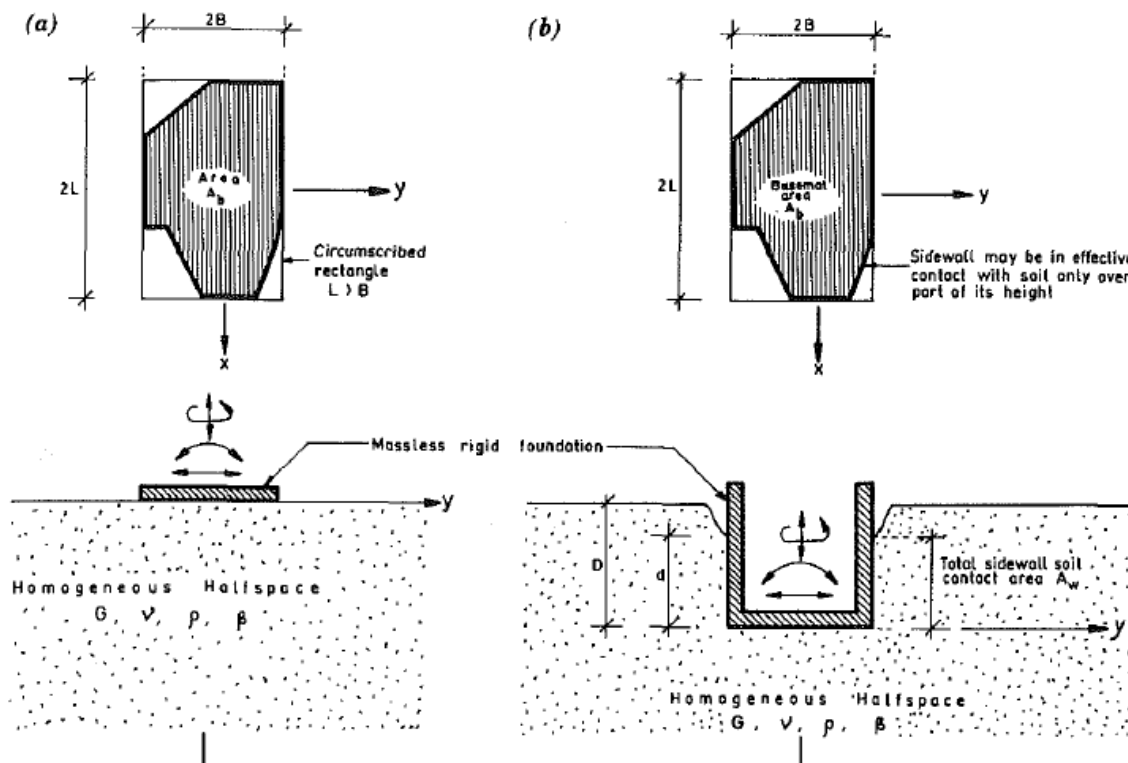
Le modèle Winkler offre une précision intéressante et réduit énormément les ressources de calcul nécessaires pour réaliser l'analyse de l'interaction sol-fondation comparativement aux modèles par éléments finis décrits précédemment.

2.2.2 Méthodes simplifiées

Bien que les méthodes présentées précédemment offrent une grande précision sur l'interaction réelle entre le sol et la fondation, il est nécessaire de modéliser la fondation complète pour parvenir à utiliser ces méthodes avancées dans un modèle numérique. Ces méthodes demandent donc un plus grand temps de modélisation et de calcul. Pour simplifier les calculs et la modélisation, des formules simplifiées ont été développées pour permettre de représenter la fondation. Ces formules sont basées sur le modèle de Winkler, mais supposent que le sol est homogène sur toute sa profondeur. Ainsi, il est possible de modéliser la fondation à l'aide d'un ressort élastique et d'un amortisseur équivalent pour chaque type de déplacement [Vicente et Dobry, 1982] en fonction des caractéristiques du sol et de la géométrie de la fondation. Les sections suivantes présentent différents modèles en fonction du type de fondation analysé.

2.2.2.1 Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont parmi les fondations les plus employées dans le domaine des lignes aériennes. Ces fondations sont constituées de massifs se trouvant en surface ou à une faible profondeur par rapport à la surface. Les travaux réalisés par Gazetas [1991] ont permis



de créer un modèle simplifié de ressorts et d'amortisseurs permettant de représenter le comportement de ce type de fondations, pour n'importe quelle géométrie (voir Figure 2.4). Afin de modéliser de façon complète l'interaction entre le massif et le sol sous un chargement statique, huit coefficients de rigidités doivent être évalués. Sous un chargement dynamique, huit valeurs supplémentaires de rigidité doivent être calculées, ainsi que huit valeurs d'amortissement. Ces valeurs représentent les propriétés de la fondation selon huit modes de vibration, soit vertical, latéral et longitudinal, en renversement longitudinal, en renversement latéral, en renversement et déplacement combinés et en torsion. Les valeurs de rigidités varient en fonction des caractéristiques du sol en contact avec la fondation, de la géométrie de la fondation et de la fréquence angulaire de la sollicitation sous chargement dynamique.

L'amortissement de la fondation peut se décomposer en deux parties. La formule suivante permet d'estimer les coefficients d'amortissement global de la fondation.

$$C = radiation\ C + \frac{2\bar{K}}{\omega}\beta \quad (1)$$

Le premier terme de l'Équation 1 représente l'amortissement par radiation et dépend des caractéristiques du sol et de la géométrie du sol. Le second terme de l'équation représente l'amortissement hystérétique de la fondation et est fonction de la rigidité dynamique de la fondation superficielle (\bar{K}), de la fréquence angulaire du chargement agissant sur la structure (ω) et de l'amortissement hystérétique du sol (β).

Les équations qui suivent permettent d'évaluer les rigidités et amortissements pour le mode de vibration vertical. Les équations pour les autres modes sont présentées dans [Gazetas, 1991]. Afin d'évaluer les caractéristiques d'une fondation enfouie à une profondeur D , il faut premièrement évaluer les caractéristiques d'une fondation ayant la même empreinte en surface du sol. L'Équation 2 permet d'évaluer la rigidité statique verticale de la fondation en surface.

$$K_z = \frac{2GL}{1-\nu} (0.73 + 1.54\chi^{0.75}) \quad (2)$$

Avec :

$$\chi = \frac{A_b}{4L^2} \quad (3)$$

Où :

G = module de cisaillement du sol

ν = coefficient de Poisson du sol

L = mi-longueur du rectangle circonscrit

A_b = aire de la fondation

Une fois la rigidité statique au niveau du sol connue, il est possible d'évaluer la rigidité de la même fondation enfouie à l'aide de l'Équation 4.

$$K_{z,emb} = K_z \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} (1 + 1.3\chi) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{A_b} \right)^{2/3} \right] \quad (4)$$

Avec :

$$A_w = d P \quad (5)$$

Où :

D = profondeur d'enfouissement de la fondation

d = profondeur effective de la fondation en contact avec le sol

B = mi-largeur du rectangle circonscrit

P = périmètre de la fondation

Connaissant la rigidité statique verticale de la fondation en surface K_z , un coefficient doit être évalué afin de calculer la rigidité dynamique de la fondation en surface. La valeur de ce coefficient k_z est évaluée à partir de graphiques développés par différents chercheurs incluant [Gazetas et al., 1985] et [Gazetas et Tassoulas, 1987] pour les rigidités et amortissements verticaux et horizontaux, [Hatzikonstantinou et al., 1989] pour les rigidités en renversement et [Fotopoulou et al., 1989] pour les amortissements en renversement. L'équation 6 permet d'évaluer la rigidité dynamique verticale de la fondation en surface.

$$\overline{K}_z = K_z k_z \quad (6)$$

Tout comme pour la rigidité statique, la rigidité dynamique d'une fondation superficielle enfouie dépend de la rigidité dynamique de la même fondation au niveau du sol. L'équation permettant de calculer le coefficient de rigidité dynamique de la fondation à une certaine profondeur est limitée par le coefficient de Poisson du sol. L'Équation 7 permet d'évaluer la rigidité dynamique verticale à une profondeur D .

$$\bar{K}_{z,emb} = K_{z,emb} k_{z,emb} \quad (7)$$

Avec :

$$k_{z,emb} = k_z [1 - 0.09(D/B)^{3/4} a_0^2] \quad \text{pour } \nu \leq 0.04 \quad (8)$$

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} \quad (9)$$

Où :

ω = fréquence angulaire de la charge appliquée

V_s = vitesse des ondes de cisaillement

Une fois les rigidités connues, il faut déterminer la valeur d'amortissement par radiation au niveau du sol. Cette valeur se calcule à partir de données tirées des mêmes articles cités précédemment. L'Équation 10 permet d'évaluer cet amortissement.

$$C_z = (\rho V_{La} A_b) \bar{c}_z \quad (10)$$

Avec :

$$V_{La} = \frac{3.4}{\pi(1-\nu)} V_s \quad (11)$$

Où :

ρ = masse volumique du sol

\bar{c}_z est déterminée à partir de graphiques de Gazetas [1991]

La valeur de C_z peut être employée dans l'équation 1 pour évaluer l'amortissement total de la fondation en surface. Elle peut également être employée dans l'Équation 12 pour évaluer l'amortissement par radiation de la fondation à une profondeur D .

$$C_{z,emb} = C_z + \rho V_s A_w \quad (12)$$

Cette valeur peut de nouveau être incorporée dans l'équation 1 pour évaluer l'amortissement total de la fondation à une profondeur D .

Les équations présentées précédemment permettent d'évaluer les paramètres nécessaires pour les ressorts et amortisseurs verticaux pouvant représenter la fondation dans le modèle par éléments finis du pylône. Les équations permettant d'évaluer les paramètres de rigidités des autres modes de déplacement (déplacement horizontal, renversement) peuvent être trouvées dans la référence [Gazetas, 1991].

2.2.2.2 Fondations sur pieux

Les fondations sur pieux sont des fondations profondes et sont généralement employées lorsque la capacité portante du sol est trop faible pour supporter les charges de la structure. Les pieux ont deux modes de reprise des efforts de compression. Le premier est par frottement entre l'interface du pieu et le sol et le second est en compression en pointe lorsque le pieu peut s'asseoir sur un sol suffisamment portant ou sur le roc. Dans le cas d'efforts de traction, seul le frottement permet de résister aux charges. Un modèle simplifié permettant d'évaluer la rigidité et l'amortissement des fondations sur pieux a été développé par Velez et al. [1983] et un modèle complet de la rigidité a été développé par Vicente et Dobry [1982].

Dans ces deux cas, la rigidité des fondations sur pieux varie en fonction de la profondeur de la fondation. La rigidité de la fondation est fonction du module de Young du pieu, du module de Young du sol et du diamètre du pieu. De manière générale dans les modèles développés, le module de Young du sol augmente linéairement avec la profondeur du dépôt considéré. Ainsi, la rigidité latérale du pieu varie également en fonction de celui-ci. Velez et al. [1983] proposent une série de figures permettant de déterminer les différentes propriétés de la fondation en fonction des propriétés du sol et du pieu. La Figure 2.5 tirée de ces travaux permet de déterminer la rigidité statique latérale de pieux circulaires. Les figures développées utilisent les paramètres E_p , le module de Young du pieu, E_s , le module de Young du sol, d , la profondeur de calcul et L ,

la longueur totale du pieux. Ces données permettent calculer les variables K_{HH} , soit la rigidité en translation, K_{MM} , la rigidité en rotation et K_{HM} la rigidité couplée en rotation et translation. Vicente et Dobry [1982] ont également fait l'inventaire d'une série d'équations et de figures permettant d'évaluer les paramètres selon les autres modes de vibration des pieux. Il est possible de se référer à ces deux publications pour évaluer les paramètres des ressorts et amortisseurs de la fondation.

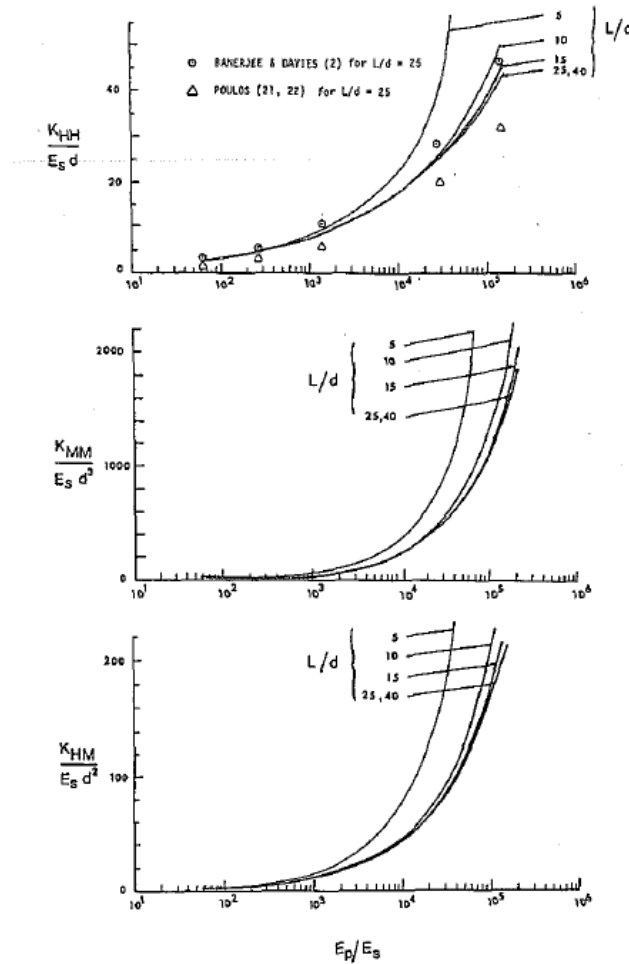


Figure 2.5 – Rigidité statique latérale d'une fondation [Velez, 1983]

2.2.2.3 Fondations monopodes de type « Rocking foundation »

Le troisième type de fondations pouvant être employé dans le cas des pylônes à treillis concerne les fondations de type « rocking foundation ». Généralement employé pour les pylônes tubulaires, ce type de fondation monopode est composé d'un massif simple travaillant en renversement. Sous un chargement latéral, une partie de la fondation travaille en arrachement et l'autre partie de la fondation travaille en compression. Ces fondations sont moins employées dans le cas des pylônes à treillis, car elles requièrent une quantité de matériaux plus importante et donc des coûts plus importants par rapport aux fondations superficielles typiques.

À partir du modèle par éléments finis discuté précédemment par Gazetas et al. [2013], un modèle simplifié de la fondation a été développé dans le même travail. Les Équations 13 à 16 permettent de déterminer la rigidité élastique de la fondation pour différentes géométries :

- Circulaire

$$K_{R,elastic} = \frac{8}{3} \frac{GR^2}{1-\nu} \quad (13)$$

- Carrée

$$K_{R,elastic} = 3.65 \frac{Gb'^3}{1-\nu} \quad (14)$$

- Rectangulaire ($B' < L'$)

$$K_{R,elastic} = 0.62 \frac{Gb'^3}{1-\nu} (1 + 5l'/b') \quad (15)$$

- Rectangulaire ($B' \geq L'$)

$$K_{R,elastic} = 3.72 \frac{Gb'^3}{1-\nu} (l'/b')^{0.6} \quad (16)$$

Avec :

R = diamètre de la fondation circulaire

B' = largeur de la fondation rectangulaire

L' = longueur de la fondation rectangulaire

G = module de cisaillement du sol

ν = coefficient de Poisson du sol

$$b' = B'/2 \text{ et } l' = L'/2$$

Lorsqu'il y a plastification du sol de fondation, le comportement en renversement de la fondation devient non linéaire. Une série de courbes est fournie dans la publication de Gazetas et al. [2013] permettant de déterminer la rigidité en fonction du facteur de sécurité de la fondation $\left(\frac{\text{Charge verticale appliquée à la fondation}}{\text{Résistance en compression de la fondation}}\right)$ et de l'angle de rotation de la structure $\left(\frac{\text{Moment appliqué à la fondation}}{\text{Rigidité élastique de la fondation}}\right)$. Il est donc possible d'évaluer la rigidité de la fondation en fonction du chargement appliqué.

2.3 Charges appliquées à un pylône

Les charges s'exerçant sur un pylône à treillis sont définies par la norme CEI 60826 [CEI, 2017] spécifiant les critères de conception des lignes aériennes de transport. Trois principaux cas de chargements climatiques sont considérés lors de l'analyse d'un pylône, soit le vent, le givre et la combinaison des deux. Le vent est une charge variant grandement en fonction du temps et produit un effet dynamique sur la structure. La norme CEI 60826 permet toutefois de simplifier ce chargement par un équivalent quasi-statique. À partir des données climatiques de la région à l'étude, des facteurs correctifs permettant de prendre en compte entre autres les effets de rafales, la rugosité du terrain et la température de l'air sont évalués. La charge de vent calculée peut ensuite être appliquée aux conducteurs, aux chaînes d'isolateurs et au support lui-même.

Parmi les charges de givre, la norme CEI 60826 inclut la pluie verglaçante, le brouillard givrant et la neige collante. Dans les régions où le givrage est principalement causé soit par les précipitations, soit par le brouillard givrant, la neige collante peut être négligée. La charge de givre est une charge gravitaire statique appliquée linéairement sur les conducteurs. Elle est calculée en fonction de l'épaisseur de glace dépendant de la région du projet. De manière fréquente, des phénomènes de délestage de glace pouvant se produire en pratique sont considérés, ce qui induit des efforts de torsion, ainsi que des efforts longitudinaux et transversaux sur les pylônes, selon le cas de délestage considéré.

En plus des charges climatiques, deux autres catégories de charges sont considérées pour le dimensionnement des pylônes : les charges de sécurité structurale et les charges de sécurité du

personnel. Les charges de sécurité structurale permettent d'appliquer des charges en torsion ou longitudinalement pour réduire la probabilité de défaillances incontrôlées d'une ligne lors de bris de composants ou de charges accidentelles (ruine en cascade). Les charges de sécurité du personnel sont liées à la construction et à la maintenance des lignes.

Bien que tous les efforts considérés par la norme soient évalués de manière statique, plusieurs types de chargement peuvent affecter les structures de support de façon dynamique. Ces chargements incluent entre autres la rupture d'un conducteur [McClure et Lapointe, 2003], les effets dynamiques réels du vent ou encore l'effet de galop des conducteurs [Battista et al., 2003]. Ces charges dynamiques peuvent affecter le comportement des pylônes et peuvent être prises en considération dans un modèle par éléments finis avancé.

2.4 Analyse d'un pylône à treillis par éléments finis

2.4.1 Modélisation des membrures

En conception, la modélisation typique des pylônes est réalisée à l'aide d'éléments de barres. Ces éléments permettent d'évaluer les efforts de compression et de traction dans les membrures, mais ne permettent pas la transmission des moments. De plus, la représentation des assemblages est généralement faite à l'aide de rotules [Langlois, 2016]. Des éléments de poutres, en combinaison avec des éléments discrets de type ressorts, peuvent être utilisés pour mieux représenter le comportement de la structure. Divers travaux ont montré qu'une modélisation détaillée permet de considérer différents aspects de la structure tels que les défauts de fabrication des éléments [Gravel, 2020], les assemblages semi-rigides [Bouchard, 2013], l'excentricité des assemblages [Rao et Kalyanaraman, 2001] ou encore le glissement des boulons [Ahmed et al., 2009].

2.4.2 Types d'analyse

Plusieurs types d'analyse numérique sont possibles pour l'analyse d'un pylône soumis à des chargements quasi-statiques. Les différentes méthodes disponibles sont décrites dans les travaux de Bouchard [2013]. La première est une analyse linéaire de la structure en supposant une relation contrainte-déformation linéaire. Dans le cas d'un pylône à treillis, l'évaluation du comportement de la structure n'est toutefois pas bien représentée par ce type d'analyse [Lee et Jensen, 1981]. Ce type d'analyse peut être utilisé strictement pour évaluer la répartition des

efforts dans les membrures et doit être combiné à des équations de conception pour évaluer le mode de ruine et la résistance de la structure. Le second type d'analyse est une analyse de flambement linéarisé. Cette analyse peut être employée pour évaluer la stabilité de la structure [Bouchard 2013]. Ce type d'analyse doit être combiné aux équations de normes de conception telles que les courbes de flambement et la semi-rigidité des assemblages pour bien représenter le comportement de la structure. Enfin, il est possible d'évaluer, d'une manière plus réaliste, le comportement de la structure à l'aide d'une analyse statique non linéaire. Il a été démontré qu'il est difficile d'inclure les défauts de rectitude des membrures dans les modèles, ce qui conduit généralement à des résultats irréalistes. Toutefois, la considération de l'excentricité du chargement permet une évaluation assez précise du mode de ruine du pylône [Sad Saoud et al., 2018; Gravel, 2020]. Pour obtenir des résultats précis au niveau des déplacements, la modélisation du comportement non-linéaire des assemblages est nécessaire.

2.5 Synthèse

Tel que présenté dans les sections précédentes, plusieurs recherches se sont intéressées à l'interaction entre la fondation d'une structure et le sol sur lequel elle repose et aux différentes façons de modéliser cette interaction. Selon ces différentes études, inclure l'interaction sol-structure dans la modélisation permet de mieux représenter le comportement des structures sous différents chargements. Les modèles d'interaction développés varient d'un modèle par éléments finis complet de la fondation et du sol à un modèle simplifié utilisant des ressorts et, dans le cas d'un chargement dynamique, des amortisseurs. Les modèles complexes de fondations sont plus précis, mais demandent un temps de calcul considérable et s'appliquent difficilement aux modèles non-linéaires. Les modèles simplifiés de ressorts/amortisseurs peuvent quant à eux être inclus de façon relativement simple aux modèles numériques de pylônes à treillis existants. En d'autres termes, les modèles numériques développés au cours des dernières années pour l'analyse des pylônes à treillis sont de plus en plus précis et incluent différentes hypothèses permettant de mieux représenter le comportement de la structure. En modélisant correctement la semi-rigidité des assemblages et leurs excentricités, entre autres, il est possible d'aboutir à une meilleure compréhension du comportement structural des pylônes à treillis.

CHAPITRE 3

MÉTHODOLOGIE

3.1 Résumé de la méthodologie

Ce projet de maîtrise vise à développer une stratégie de modélisation simple permettant d'intégrer l'effet de la flexibilité des fondations dans des modèles numériques de pylônes déjà développés par le groupe de recherche sur les structures de lignes aériennes de transport d'énergie de l'UdeS. Dans la littérature, les modèles d'interaction sol-structure sont utilisés pour des structures de bâtiment, mais l'emploi de ce type de modélisation dans le cadre de travaux sur fondation de pylônes de lignes de transports assez rare. Il est donc intéressant de se pencher sur l'influence de la rigidité des fondations sur la reprise des efforts dans les pylônes. Le présent projet a donc pour objectif d'enrichir les méthodes de modélisation de pylônes déjà développées par le groupe de recherche à l'aide de modèles simplifiés permettant de rendre compte de la flexibilité des fondations. Les modèles de fondation utilisés dans cette recherche sont appliqués dans le cas de fondations superficielles, le type de fondation le plus couramment utilisé sur le réseau de RTE. En utilisant ces modèles simplifiés d'interaction, il est possible d'évaluer, de manière simple et efficace, l'impact de la flexibilité des fondations au niveau de la reprise des efforts et du mode de ruine de pylônes à treillis sous des chargements quasi-statiques.

Afin de répondre aux objectifs du projet, la méthodologie présentée à la Figure 3.1 est proposée. Cette méthode consiste essentiellement à estimer des valeurs réalistes de rigidités de fondations et à les modéliser, à l'aide de ressorts, dans des modèles numériques de pylônes à treillis, ceci dans le but d'évaluer le comportement de la structure jusqu'à sa ruine. L'étude se limite à des cas de chargements statiques simplifiés appliqués sur le pylône. Plusieurs cas d'études sont simulés pour considérer des cas où des défaillances (changement important de rigidité) surviennent au niveau d'une ou de plusieurs fondations. Les différentes étapes sont expliquées ci-dessous :

1. Le choix du modèle de fondation et de pylône est effectué en collaboration avec les partenaires du groupe de recherche (RTE). Pour le type de fondations, les fondations superficielles ont été choisies puisque celles-ci constituent 80% des fondations d'une

ligne typique en France. Par ailleurs, un pylône de la famille H2, pour lequel des résultats numériques de référence sont disponibles dans le cas d'un encastrement parfait à la base, a été sélectionné pour mener cette étude.

2. Une fois le modèle de fondation sélectionné, il est possible de passer au calcul des rigidités statiques des fondations à l'aide des modèles simplifiés trouvés dans la littérature. Il est nécessaire d'évaluer la rigidité en compression, en arrachement et en renversement des massifs de fondations. Ces rigidités sont ensuite comparées à des résultats d'essais réalisés précédemment par RTE. Deux types de sols typiques ont été choisis pour étudier l'effet de la nature du sol. La détermination des valeurs de rigidité est présentée en détails au Chapitre 4.
3. La troisième étape consiste en la préparation des modèles numériques paramétriques. Le modèle de référence considère un encastrement parfait de la fondation à la base, alors que les modèles à fondations flexibles considèrent les rigidités associées à divers cas d'étude avec ou sans défaillance d'une ou plusieurs fondations. La Section 3.2 présente les onze modèles réalisés pour les différents essais. Les Sections 3.3, 3.4 et 3.5 présentent respectivement le cas d'étude du pylône H2 retenu, les outils de modélisation utilisés et la méthode de modélisation du pylône. La façon d'inclure les rigidités de fondations dans le modèle numérique est présentée à la Section 3.6.
4. La quatrième étape consiste à procéder à l'analyse des différents modèles paramétriques à l'aide du programme d'éléments finis Code_Aster. Des analyses statiques non linéaires incrémentales (push-over) sont réalisées en appliquant les cas de chargement employés lors d'essais sur des pylônes complets à échelle réelle réalisés par RTE. La méthode de résolution non linéaire du problème est présentée à la Section 3.7.
5. En dernier lieu, les données obtenues lors des analyses par éléments finis sont traitées. Les déplacements résultants, les déformées, les modes de ruine et les efforts des membrures des modèles avec fondations flexibles sont comparés aux résultats du modèle de référence. Cette analyse permettra d'évaluer de quelle manière les scénarios

considérés pour la rigidité des fondations ont une influence sur la répartition des efforts, la résistance et le mode de ruine du pylône sous un chargement statique. Les résultats de ces analyses sont présentés au Chapitre 5.



Figure 3.1 – Résumé de la méthodologie

3.2 Modèles de fondations

Un total de onze modèles de fondations sont considérés dans le présent projet. Le modèle 0 est le modèle de référence, associé à des fondations rigides, précédemment étudié par le groupe de recherche. La base de la structure est dans ce cas modélisée à l'aide d'un encastrement parfait. Cette modélisation peut s'apparenter à des essais sur une structure appuyée sur une dalle d'essai. Chacun des 10 autres modèles est analysé en considérant deux types de sols différents, l'un rigide et l'autre plus flexible.

Pour bien définir les différents modèles prenant en compte la flexibilité des fondations, il est nécessaire de faire la différence entre les types de rigidités employés pour les fondations. Dans ce qui suit, une rigidité en compression représente la rigidité de la fondation lorsque la jambe concernée du pylône applique un effort de compression sur le sol. Cette rigidité est calculée à l'aide des modèles développés par Gazetas [1991]. Une rigidité en arrachement représente la rigidité de la fondation lorsque la jambe du pylône travaille en traction et tend à arracher la fondation du sol. Cette rigidité est évaluée à l'aide d'essais d'arrachement réalisés par RTE [RTE, 2002]. Enfin, la rigidité en renversement représente la rigidité en rotation de la fondation évaluée à l'aide des modèles de Gazetas. Les modèles 1 à 6 se distinguent du modèle 0 par le fait qu'ils emploient un modèle de rigidité de plus en plus complexe, le modèle 1 se rapprochant plus du modèle 0 et les modèles 5 et 6 présentant un comportement non linéaire lié à une perte

de rigidité de la fondation. Quant à eux, les modèles 7 à 10 visent à représenter l'effet d'une fondation déficiente.

Le modèle 1 est le modèle de fondation flexible le plus simple. Les rigidités de tous les massifs de fondation sont égales et constantes. Ce modèle néglige le type de chargement appliqué sur la structure et considère la rigidité verticale calculée à l'aide des modèles de ressorts de Gazetas [Gazetas, 1991]. Les quatre massifs ont donc des rigidités égales et constantes selon les trois degrés de libertés en translation ainsi que tous les degrés de liberté en rotation.

Le modèle 2 est similaire au modèle 1, mais considère une rigidité en arrachement lorsque le massif d'intérêt travaille en traction. Cette rigidité n'est pas représentée dans les modèles de fondations de la littérature et a donc été évaluée à l'aide de données d'essais fournies par RTE. Plus de détails sur les essais d'arrachement sont présentés au Chapitre 4. Les rigidités demeurent constantes au cours de l'analyse, supposant ainsi une fondation parfaite, sans défauts et sans perte de cohésion avec le sol.

Les modèles 3 et 4 incluent l'aspect bilinéaire caractérisant le comportement des fondations en arrachement, conformément aux données des essais de RTE [RTE, 2002]. Les fondations testées présentaient toutes une perte de rigidité lorsque la charge appliquée dépasse un certain niveau de chargement. Une loi bilinéaire est adoptée pour représenter de manière simplifiée le comportement en arrachement de la fondation. Pour représenter une fondation pour laquelle une défaillance survient assez tôt au cours de l'analyse, le changement de pente de la courbe du comportement de la fondation du modèle 3 survient lorsque la charge verticale du massif en arrachement atteint 50% de la charge atteinte par le modèle de référence dans l'essai 1 (voir Section 3.3 Essais sur pylônes considérés). Le modèle 4 représente quant à lui une fondation plus résistante dont la courbe de comportement présente un changement de pente à 90% de la charge verticale du massif en arrachement atteinte par le modèle de référence dans l'essai 1. Ces deux limites sont également employées pour les modèles 5 et 6. En réalité, si la fondation est bien dimensionnée, il est probable que la deuxième pente ne soit pas atteinte avant la ruine du pylône. Ce cas d'étude s'apparente au cas du modèle 2 et il n'est donc pas nécessaire de l'étudier. Ces modèles permettent donc d'étudier des cas spécifiques où il y aurait une défaillance prématurée des fondations, ce qui pourrait en retour influencer le comportement à la ruine du pylône.

Les modèles 5 et 6 sont quant à eux des modèles pour lesquels une loi bilinéaire est utilisée pour représenter le comportement en arrachement et en renversement de la fondation. Le modèle avec arrachement et renversement bilinéaire a été étudié puisque les résultats des essais en renversement fournis par RTE présentaient également une perte de rigidité [Spies Foundations, 2002]. Puisque la perte de rigidité survient généralement lorsque la charge limite en renversement atteint environ 100% de la charge de conception des massifs présentés dans l'étude, le changement de pente de la loi bilinéaire dans ce cas s'effectue au même niveau pour les modèles 5 et 6, soit à 90% du moment de renversement maximal atteint par la fondation. Il est à noter que le calcul de la limite au-delà de laquelle survient une perte de rigidité est fait à partir du modèle de référence de l'essai 1 (voir Section 3.3 Essais sur pylônes considérés) et appliqué pour les deux essais étudiés afin de considérer les mêmes caractéristiques de fondation dans les deux cas de chargement. Tout comme le modèle 3, le changement de pente de loi bilinéaire associée au modèle 5 s'effectue à une valeur égale à 50% de la charge verticale du massif en arrachement atteinte par le modèle de référence dans l'essai 1 pour le comportement en arrachement. Pour le modèle 6, le changement de pente survient à une limite de 90% de la charge verticale du massif en arrachement atteinte par le modèle de référence dans l'essai 1, pour représenter un massif plus résistant comme dans le cas du modèle 4.

Les modèles 7 à 10 visent à simuler l'existence d'un défaut dans un seul massif d'une fondation. Dans le cas des modèles 7 et 9, le défaut est simulé sur l'une des jambes travaillant en compression, alors que pour les modèles 8 et 10, le défaut est simulé sur l'une des jambes travaillant en traction. La rigidité en rotation du massif présentant une faiblesse est modélisée de la même façon que pour les modèles 5 et 6, soit avec une perte de rigidité à 90% du moment maximal atteint par le modèle de référence. Ces limites de perte de rigidité ont été déterminées par rapport aux résultats du modèle de référence (modèle 0) soumis aux charges de l'essai 1. Pour tous ces modèles, les trois jambes n'ayant pas de défauts simulés considèrent la rigidité verticale utilisée pour les massifs en compression afin d'avoir la plus grande différence possible avec le massif déficient. Dans le cas des modèles 7 et 8, le changement de rigidité de la fondation dû à un défaut survient à une charge égale à 50% de la charge verticale du massif en arrachement atteinte par le modèle de référence dans l'essai 1 alors que le défaut apparaît à 0% dans le cas des modèles 9 et 10 pour simuler une fondation déjà déficiente au début du chargement.

La différence majeure pour chaque modèle se situe donc au niveau du comportement des ressorts travaillant en arrachement et en renversement. Il est à noter que la rigidité en torsion est constante et égale pour tous les modèles. Cette rigidité est évaluée à partir des modèles simplifiés se trouvant dans [Gazetas, 1991] et est considérée constante puisqu’aucun essai en torsion n’a été réalisé par RTE. Les hypothèses employées pour le calcul des rigidités sont présentées au CHAPITRE 4. Le Tableau 3.1 présente un résumé du comportement de la fondation pour chaque modèle.

Tableau 3.1 – Rigidités de la fondation pour les 11 modèles

Modèle	Rigidité en compression	Rigidité en arrachement	Rigidité en rotation	Localisation de la faiblesse	Apparition de la faiblesse
Modèle 0	Encastrement	Encastrement	Encastrement	N/A	N/A
Modèle 1	Constante	Rigidité en compression	Constante	N/A	N/A
Modèle 2	Constante	Constante	Constante	N/A	N/A
Modèle 3	Constante	Variable	Constante	N/A	N/A
Modèle 4	Constante	Variable	Constante	N/A	N/A
Modèle 5	Constante	Variable	Variable	N/A	N/A
Modèle 6	Constante	Variable	Variable	N/A	N/A
Modèle 7	Constante	Variable	Variable	Jambe en compression	93 kN
Modèle 8	Constante	Variable	Variable	Jambe en traction	93 kN
Modèle 9	Constante	Variable	Variable	Jambe en compression	0 N
Modèle 10	Constante	Variable	Variable	Jambe en traction	0 N

3.3 Essais sur pylônes considérés

Parmi les pylônes pour lesquels des résultats d’essais expérimentaux sur des structures complètes effectués par RTE sont disponibles, différents pylônes ont été modélisés par Bouchard [2013] et Sad Saoud [2018], incluant entre autres le pylône A4, servant dans des lignes de transport à 400 kV, le pylône J4, servant dans des lignes à 63 et 90 kV, et le pylône H2 présenté à la Figure 3.2 qui est étudié dans le présent document, servant également dans des

lignes de 63 et 90 kV. Ces modèles numériques ont été mis en œuvre par Bouchard [2013] et Sad Saoud [2018] afin d'établir une procédure de modélisation permettant d'évaluer le comportement des pylônes jusqu'à la ruine et ceux du pylône H2 sont employés comme référence dans le présent projet. Les analyses ont permis de reproduire numériquement de manière généralement précise des essais de qualification sur différents pylônes réalisés par RTE. Ces essais ont été réalisés sur une dalle d'essai offrant une très grande rigidité à la base des pylônes, se rapprochant ainsi d'un encastrement. Puisque l'interaction sol-structure peut avoir un impact considérable sur la structure, il est pertinent de l'inclure dans les modèles numériques.

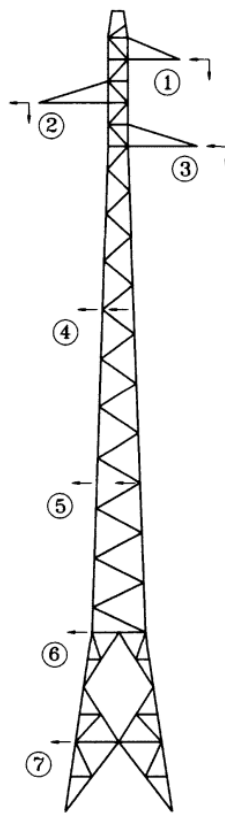


Figure 3.2 - Points d'application des charges du pylône H2 [Bouchard, 2013]

Tel que précisé précédemment, le pylône H2 a été considéré. Il a une hauteur de 32 m et une largeur à la base de 4.32 m. Les fondations généralement employées pour ce genre de pylône sont constituées de massifs de béton indépendants pour chaque jambe. La Figure 3.2 présente les différents points d'application des charges pour le pylône H2. Les résultats expérimentaux disponibles pour ce pylône proviennent des tests de RTE et concernent les cas de chargement présentés aux Tableau 3.2 à 3.9.

Tableau 3.2 – Chargement nominal de l'essai 1

Point d'application	Composante verticale (daN)	Composante transversale (daN)	Composante longitudinale (daN)
1-2	422	870	0
3	422	950	0
4	0	410	0
5	0	450	0
6	0	470	0
7	0	300	0

Tableau 3.3 – Chargement ultime de l'essai 1

Point d'application	Composante verticale (daN)	Composante transversale (daN)	Composante longitudinale (daN)
1-2	740	1520	0
3	730	1660	0
4	0	720	0
5	0	780	0
6	0	820	0
7	0	520	0

Tableau 3.4 – Chargement nominal de l'essai 2

Point d'application	Composante verticale (daN)	Composante transversale (daN)	Composante longitudinale (daN)
1-2	790	815	960
3	790	835	960
4	0	180	0
5	0	0	0
6	0	150	0
7	0	0	0

Tableau 3.5 – Chargement ultime de l'essai 2

Point d'application	Composante verticale (daN)	Composante transversale (daN)	Composante longitudinale (daN)
1	640	640	780
2	630	660	780
3	630	680	780
4	0	150	0
5	0	110	0
6	0	0	0
7	0	0	0

Tableau 3.6 – Chargement nominal de l'essai 3

Point d'application	Composante verticale (daN)	Composante transversale (daN)	Composante longitudinale (daN)
1-2	416	761	0
3	416	841	0
4	0	410	0
5	0	450	0
6	0	470	0
7	0	300	0

Tableau 3.7 – Chargement ultime de l'essai 3

Point d'application	Composante verticale (daN)	Composante transversale (daN)	Composante longitudinale (daN)
1-2	830	1530	0
3	840	1610	0
4	0	830	0
5	0	910	0
6	0	940	0
7	0	590	0

Tableau 3.8 – Chargement nominal de l'essai 4

Point d'application	Composante verticale (daN)	Composante transversale (daN)	Composante longitudinale (daN)
1-2	416	761	0
3	416	841	0

Tableau 3.9 – Chargement ultime de l'essai 4

Point d'application	Composante verticale (daN)	Composante transversale (daN)	Composante longitudinale (daN)
1	106	190	0
2	104	190	
3	104	209	0

L'essai 1 est un essai en hypothèse administrative A avec vent sur le fût et le pylône testé expérimentalement présente dans ce cas une rupture en flambement par flexion dans une membrure jambe au niveau du fût du pylône. L'essai 2 est un essai en hypothèse de givre dissymétrique et présente une rupture par flambement en flexion dans une membrure jambe au niveau du fût. Tout comme l'essai 1, l'essai 3 est un essai en hypothèse administrative A avec vent sur le fût et présente une rupture en flambement au niveau de deux diagonales se trouvant au pied du pylône. L'essai 4 est quant à lui un essai en hypothèse administrative A sans vent sur le fût et présente un flambement en flexion sur deux membrures jambes du fût.

Au niveau des modèles numériques de référence, les modes de rupture sont de manière générale conformes aux modes obtenus lors des essais de RTE [Bouchard, 2013]. Les Figure 3.3 et 3.4 présentent les modes de flambement obtenus pour les essais 1 et 3, respectivement. Bien que le mode de flambement soit différent pour tous les essais, seuls les essais 1 et 2 ont été retenus dans le cadre de ce travail. L'essai 1 a été conservé pour représenter un cas de chargement typique présentant un chargement de vent sur tout le pylône ainsi qu'une charge verticale causée par le poids propre des conducteurs. L'essai 2 a quant à lui été conservé puisqu'il présente un effet de torsion induit par un chargement dissymétrique, ce qui peut avoir un effet sur la réponse du pylône pour des fondations flexibles.

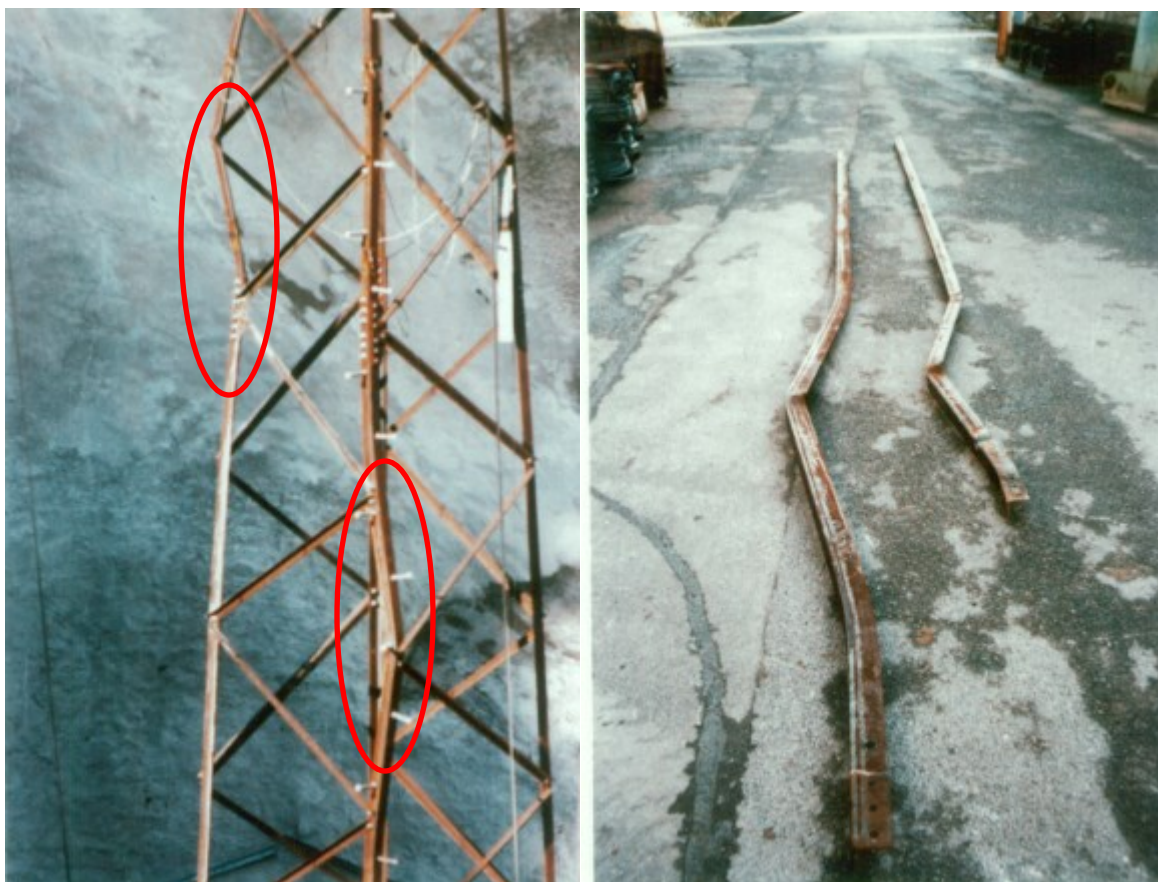


Figure 3.3 - Mode de rupture obtenu expérimentalement pour l'essai 1 [Teske, 1986]



Figure 3.4 - Mode de rupture obtenu expérimentalement pour l'essai 3 [Teske, 1986]

3.4 Logiciels de modélisation

Les deux outils informatiques utilisés au cours du projet sont Code_Aster et Salome-Meca développés par l'entreprise française EDF (Électricité de France). Le solveur Code_Aster a été utilisé pour réaliser les analyses des différents modèles. Ce programme permet la résolution de problèmes complexes par éléments finis. Les fichiers de commande associés aux modèles numériques d'un pylône à treillis peuvent être générés à partir d'un modèle filaire à l'aide de codes spécifiquement créés au sein du groupe de recherche sur les structures de lignes aériennes de l'Université de Sherbrooke [Bouchard, 2013 ; Sad Saoud, 2018].

Le module Paravis de Salome-Meca a été utilisé pour la visualisation graphique de la géométrie, de la déformée et du mode de ruine ainsi que pour déterminer l'instant de plastification et le point d'instabilité de la structure, entre autres.

Ces deux outils ont été sélectionnés pour ce projet puisque le groupe de recherche en lignes aériennes a développé une expertise et une maîtrise de ceux-ci.

3.5 Démarche de modélisation

Dans les travaux précédents du groupe de recherche, un script python a été créé afin de générer un maillage complet de pylônes à partir d'un modèle filaire réalisé en dessin assisté par ordinateur (DAO) et des plans définissant les pylônes. Ce maillage est constitué de deux types de mailles, soit des SEG2 et POI1 selon la nomenclature du logiciel Code_Aster. Les mailles SEG2 sont des mailles composées de deux points reliés par un segment alors que les POI1 sont des mailles composées seulement d'un point. Les mailles SEG2 sont employées dans le cas des éléments discrets et des éléments de poutre utilisés pour modéliser les assemblages boulonnés ainsi que les fondations et les cornières, respectivement.

Afin d'assigner des rigidités à chaque massif de fondation, huit nœuds ont été ajoutés au total à la base du maillage initial. À partir de ces nœuds, deux séries de mailles ont été créées, soit les mailles BF et RF. Les mailles BF sont des mailles auxquelles des éléments de poutre ont été assignés reliant l'encastrement à la base d'une jambe aux mailles RF. Ces éléments ont été insérés dans le seul objectif de faciliter le calcul des efforts transmis à la base du modèle. Les mailles RF sont quant à elles des mailles auxquelles un élément discret a été assigné permettant de modéliser la fondation et reliant la poutre BF aux nœuds se trouvant à l'extrémité connectée de la jambe de la structure, soit les nœuds NR. La Figure 3.5 présente un schéma de la modélisation d'un massif de la fondation.

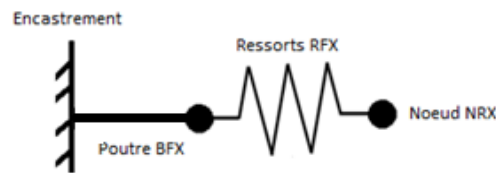


Figure 3.5 – Schéma représentant la fondation flexible

Tel que mentionné plus haut, deux types d'éléments sont assignés aux mailles de type SEG2, soit des éléments discrets et des éléments de poutre multifibres. D'une part, les éléments de poutre multifibres utilisés dans le projet sont des éléments de Timoshenko avec prise en compte du gauchissement des sections et seront désignés par le mot-clé `POU_D_TGM` dans tout ce qui suit. Ils sont composés de 7 degrés de liberté par nœud, soit trois en translation, trois en rotation et un en gauchissement [EDF, 2020]. Les éléments `POU_D_TGM` permettent de considérer les

grands déplacements et les grandes rotations et dans ce projet un comportement élastoplastique, avec un critère de plasticité de von Mises à écrouissage isotrope linéaire, est considéré. D'autre part, les éléments discrets utilisés dans les modèles sont de type DIS_TR à 6 degrés de liberté par nœud. Ces éléments sont employés pour modéliser les assemblages boulonnés ainsi que les fondations. Ces éléments discrets permettent l'affectation de valeurs des matrices locales de masse, de rigidité et d'amortissement des éléments. Ils sont orientés en prenant l'axe X selon celui de la barre connectée, l'axe Y selon l'axe des boulons. Ainsi, il est possible d'appliquer différentes rigidités en translation et en rotation aux mailles SEG2 représentant les assemblages boulonnés et les fondations de la structure à l'aide de l'opérande K_TR_D_L. Les trois rigidités en translation des assemblages boulonnés sont considérées comme infiniment rigides ($10E+10$ N/m). Les rigidités en rotation ont quant à elles été évaluées à l'aide d'analyses par éléments finis volumiques de différents assemblages typiquement employés dans différents pylônes à treillis [Bouchard, 2013]. Le Tableau 3.10 présente les valeurs moyennes des rigidités en rotation pour les trois types d'assemblages considérés, soit les assemblages souples à un boulon, les assemblages semi-rigides à 2 boulons ou plus et les assemblages en croix, c'est-à-dire les assemblages de membrures secondaires connectées en croix par un seul boulon au centre des membrures.

Tableau 3.10 - Rigidité en rotation des assemblages boulonnés

Type d'assemblages	KRX N.m/rad	KRY N.m/rad	KRZ N.m/rad
Souple	9,07E+03	1	1,80E+04
Semi-rigide	2,34E+04	9,05E+04	1,15E+04
Croix	10	10	10

L'excentricité dans les assemblages boulonnés est également modélisée à l'aide de liens rigides reliant le point d'attache de la cornière et son centre de gravité tel que présenté à la Figure 3.6 [Gravel, 2020].

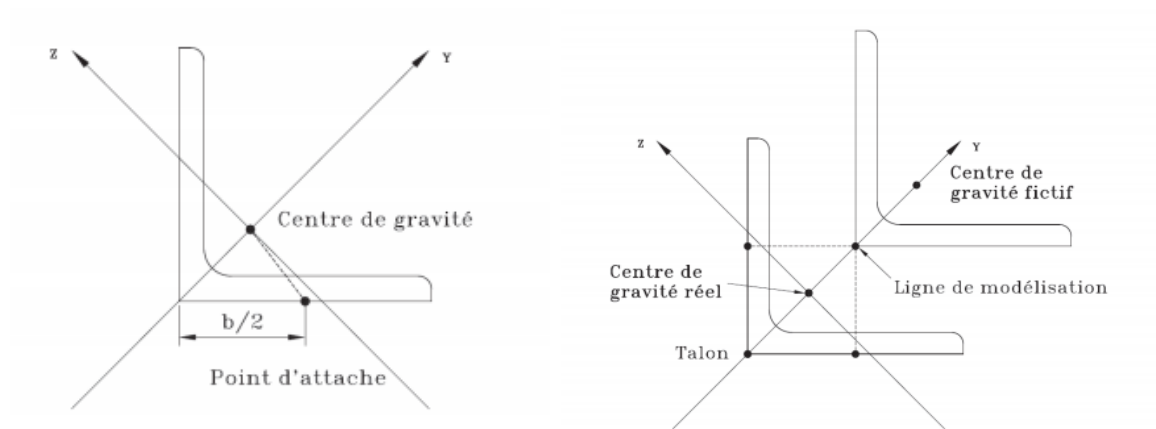


Figure 3.6 – Modélisation de l'excentricité pour les membrures connectées sur une (gauche) et deux ailes (droite) [Gravel, 2020]

Comme montré par Sad Saoud [2018], la modélisation de l'excentricité peut s'avérer nécessaire et suffisante pour modéliser le comportement à la ruine de pylônes à treillis de manière réaliste, sans l'introduction de défauts initiaux pour initier le flambement des membrures. Il est également nécessaire d'attribuer un comportement élastoplastique aux matériaux afin de simuler correctement le flambement élastoplastique des cornières. Les propriétés des membrures sont de manière générale issues des propriétés nominales de l'acier pour tous les éléments. Toutefois, pour certaines membrures, certaines propriétés moyennes des éléments sont connues et donc considérées pour toutes les cornières ayant les mêmes dimensions. Ces propriétés sont celles mesurées lors des essais expérimentaux sur les pylônes, fournies dans les rapports d'essais de RTE, et sont présentées au Tableau 3.11. Le module tangent correspond à la pente de la portion plastique de la courbe bilinéaire utilisée pour représenter le comportement de l'acier. Le glissement des boulons n'est quant à lui pas pris en considération dans les modèles, ce qui affectera de manière significative les déplacements obtenus. L'étude de l'effet du glissement de boulons sort du cadre de ce projet et devra être effectuée ultérieurement. L'effet des contraintes résiduelles a également été négligé dans ce travail.

Tableau 3.11 - Propriété des cornières

Cornière	Limite élastique (MPa)	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson	Module tangent (MPa)
L70x70x7	237	190 000	0.3	1900
L80x80x8	298	190 000	0.3	1900
Nominal	235	210 000	0.3	1900

3.6 Lois de comportement de la fondation

Les différents modèles de fondation étudiés visent à caractériser la relation entre le sol et la fondation de la structure. Afin de produire des modèles représentant cette interaction avec le plus de réalisme possible, différentes lois de comportement ont été utilisées pour les fondations. Dans le cas des modèles 1 et 2, les ressorts linéaires représentant la fondation ont simplement été modélisés à l'aide d'élément discret DIS_TR auxquels une matrice de rigidité a été appliquée à l'aide de l'opérande K_TR_DL. Cette opération permet de modéliser une fondation avec trois rigidités constantes en translation et trois rigidités constantes en rotation.

Afin d'affecter un comportement bilinéaire en translation dans la direction verticale aux modèles 3 et 4, la loi de comportement DIS_BILI_ELAS de Code_Aster a été utilisée. Ceci permet d'affecter un comportement élastique bilinéaire en translation à un élément discret en définissant deux rigidités à l'élément discret ainsi que la charge à partir de laquelle le changement de rigidité doit s'effectuer [EDF, 2020].

La loi de comportement DIS_BILI_ELAS ne permet toutefois pas de définir un comportement bilinéaire en rotation et la loi de comportement DIS_ECRO_CINE a donc été utilisée pour les massifs en arrachement des modèles 5 et 6 ainsi que pour les massifs défectueux des modèles 7 à 10. Cette loi doit être utilisée avec les éléments discrets pour affecter un comportement matériel élastoplastique avec un critère de plasticité de type Von-Mises à écrouissage cinématique non linéaire.

3.7 Méthode de résolution de problèmes non linéaires

Dans le cadre de ce projet, le comportement structural du pylône H2 pour chacun des modèles analysés a été évalué à l'aide d'une analyse statique non linéaire en considérant les non-linéarités géométriques et matérielles pour obtenir une réponse réaliste de la structure jusqu'à sa ruine. La résolution des problèmes non linéaires issus de chaque modèle s'appuie sur une méthode itérative de Newton-Raphson. Les analyses représentant les essais 1 et 2 ont été effectuées en combinant deux types d'analyse. Les deux analyses sont combinées afin de limiter le temps de calcul, et de manière adaptée aux non-linéarités rencontrées. La première analyse est une analyse statique non linéaire réalisée de façon incrémentale jusqu'à l'obtention d'un point limite où la convergence devient difficile. À partir de ce point, une méthode de pilotage par longueur d'arc est employée. Cette deuxième analyse permet de piloter l'intensité du chargement de référence par la longueur (abscisse curviligne) de la réponse en déplacement d'un groupe de nœuds [EDF, 2020]. Elle est utilisée dans les analyses ayant une très grande non-linéarité, comme, par exemple, une analyse de flambement. Pour les modèles de références étudiés dans ce travail, le problème à résoudre présente un comportement de type « snap-back » qui mène à une non-convergence lors de l'usage d'un pilotage en déplacement.

CHAPITRE 4

ÉVALUATION ET MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES RIGIDITÉS DES FONDATIONS

4.1 Essais sur massifs de fondation

Au cours des années, différents essais ont été réalisés sur des massifs de fondation du réseau de transport d'électricité français dans le but d'évaluer la résistance des fondations de pylônes à treillis. Ces essais sont divisés en deux catégories, soit les essais en arrachement et les essais en renversement. Pour ce projet de maîtrise, RTE a fourni une série de rapport d'essais de fondations en arrachement et en renversement et ceux-ci ont été utilisés dans le but de valider les rigidités de fondations en renversement calculées avec les équations de Gazetas et d'évaluer les rigidités en arrachement pour lesquels les équations de Gazetas ne sont pas applicables.

Les essais en arrachement consistent à appliquer une charge en traction sur le massif de fondation à l'aide d'une poutre de transfert et d'un vérin. La Figure 4.1 présente le système employé dans le cas des essais d'arrachement sur un massif d'une ligne à 2 circuits de 400 kV de St-Vulbas – Vielmoulin. Les essais ont été réalisés en appliquant la charge par une série de paliers évalués à partir de la résistance théorique du massif de fondation.

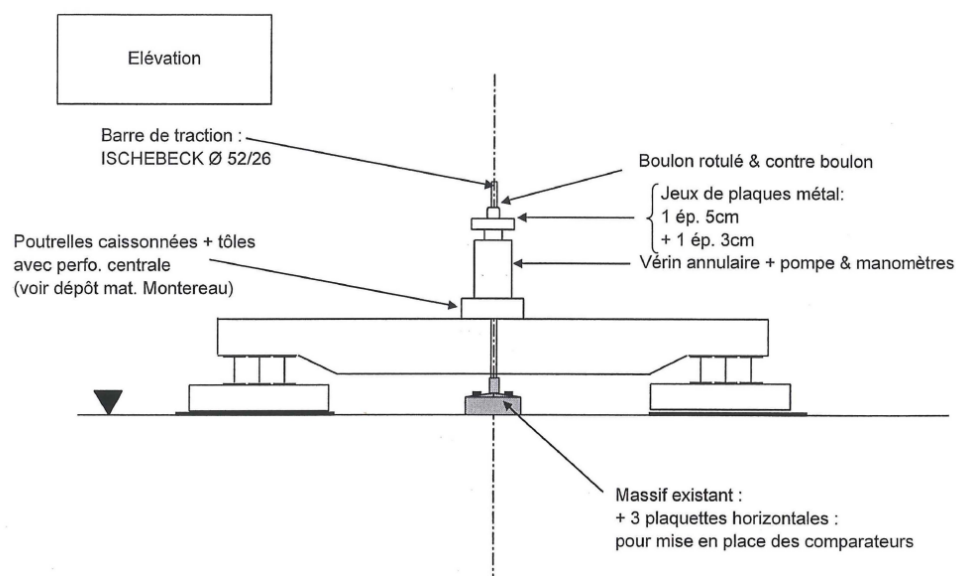


Figure 4.1 - Installation utilisée pour la ligne St-Vulbas-Vielmoulin [RTE, 2002]

Les essais en renversement consistent quant à eux à appliquer un moment de renversement à un massif de fondation. Ce chargement est également appliqué sous forme de paliers variant de 25% à 150% de la tenue estimée du massif. Les déplacements sont mesurés aux quatre extrémités des fondations à 1, 3, 5, 7, 10, 20 et 30 minutes pour chaque palier. La Figure 4.2 présente l'installation employée dans le cas des essais de renversement réalisés sur des massifs de fondation d'une ligne 225 kV de Bayet-Montvicq [Spie Foundation, 2012].

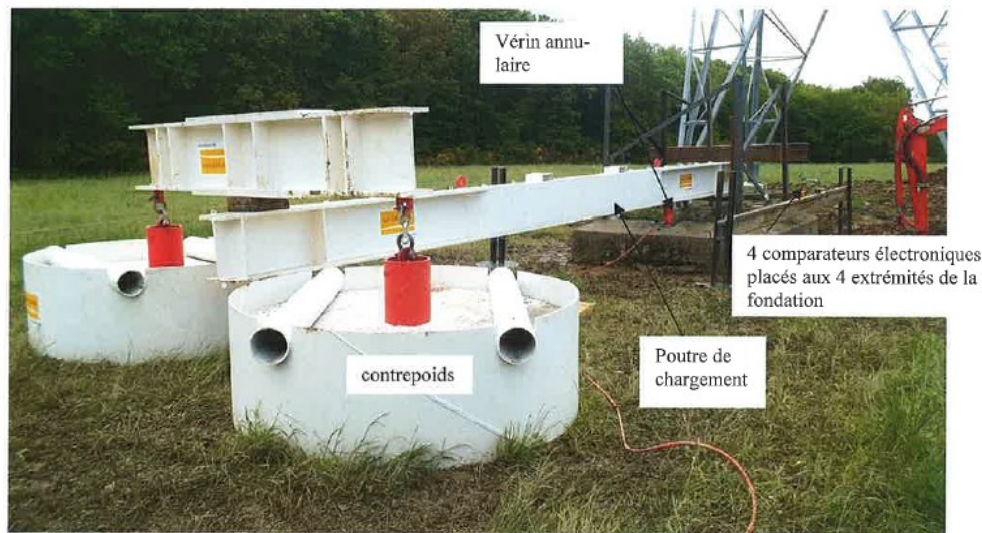


Figure 4.2 - Installation des essais de renversement de la ligne 225 kV de Bayet-Montvicq [Spie fondations, 2014]

4.2 Calcul des rigidités de fondation

Les formules simplifiées développées par Gazetas [1991] ont été utilisées pour évaluer des rigidités des massifs de fondations superficielles. Un code simple réalisé à l'aide du langage Python a été développé pour évaluer les six rigidités nécessaires aux modèles numériques, soit une rigidité verticale (K_z), deux rigidités horizontales (K_x et K_y), deux rigidités en renversement (K_{rx} et K_{ry}) et une rigidité en rotation (K_{rz}). Puisqu'aucun essai permettant de valider les rigidités latérales et verticales n'est disponible parmi les essais fournis par RTE, seuls les essais de renversement ont été utilisés pour évaluer la validité des modèles de Gazetas dans le cas de fondations de pylônes. Pour employer les formules développées par Gazetas, le module de cisaillement et le coefficient de Poisson du sol doivent être connus. Ces deux données n'étant

généralement pas fournies par les essais de RTE, elles ont été évaluées à partir de l'angle de frottement résiduel (ϕ') et le module pressiométrique (E_M) fourni [Çami, 2017]. Dans le cas où le module pressiométrique est également manquant, des valeurs moyennes du module d'élasticité provenant de la littérature [Kulhawy, 1990] ont été employées avec le coefficient de Poisson pour évaluer le module de cisaillement du sol.

Les Figure 4.3 et 4.4 présentent la comparaison des résultats d'essais de renversement réalisés sur les massifs de la ligne 225 kV Bayet-Montvicq avec les formules de Gazetas. Le massif du support 333 est un massif de béton carré de 2500 mm de côté et de 2300 mm de haut se trouvant sur un sable de type B selon l'appellation de RTE. Le massif du support 297 est quant à lui un massif de béton carré de 2550 mm de côté et d'une hauteur de 2300 mm se situant également sur un sol de type sable de type B. La Figure 4.5 présente quant à elle les résultats d'essais de renversement concernant un massif de béton du support ME43N de la ligne 90 kV Juine-Les Loges 2 se situant sur un sol de type sable A. Le massif est de forme carrée avec une largeur de 2100 mm et une hauteur de 2000 mm. Ces figures montrent que la rigidité en renversement calculée à l'aide du modèle de Gazetas permet de bien représenter la rigidité réelle des massifs en dessous de la résistance théorique de ceux-ci. À une force correspondant approximativement à la résistance théorique des massifs, les essais présentent une perte de rigidité notable principalement due à la perte de rigidité du sol lors de la rupture. En analysant le comportement de ces différents essais, il est possible d'approximer la seconde rigidité à environ 15% de la rigidité initiale. Cette valeur est donc retenue pour évaluer la seconde rigidité en renversement des modèles 5 à 10.

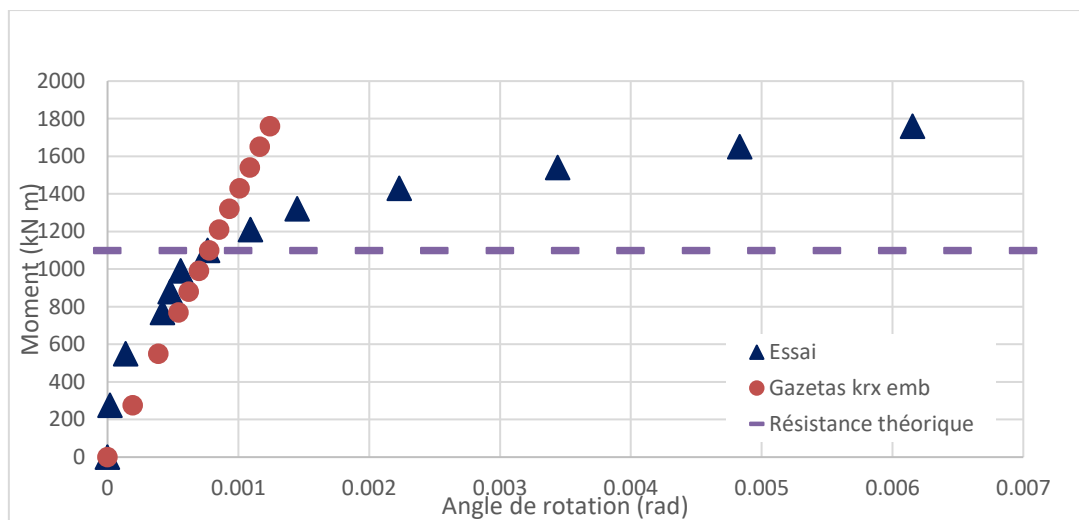


Figure 4.3 - Réponse en renversement d'un massif d'une ligne à 225 kV (support 333)

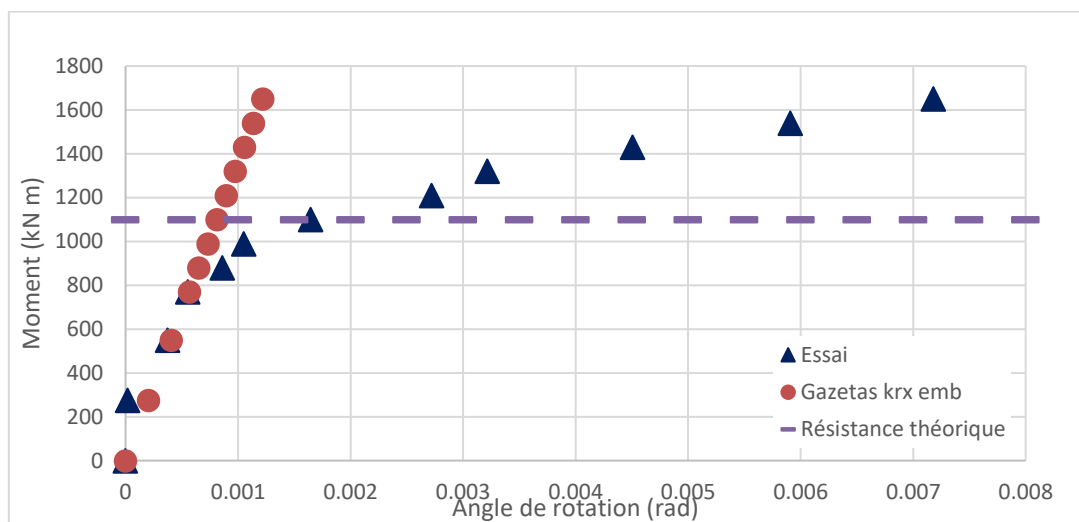


Figure 4.4 - Réponse en renversement d'un massif d'une ligne à 225 kV (support 297)

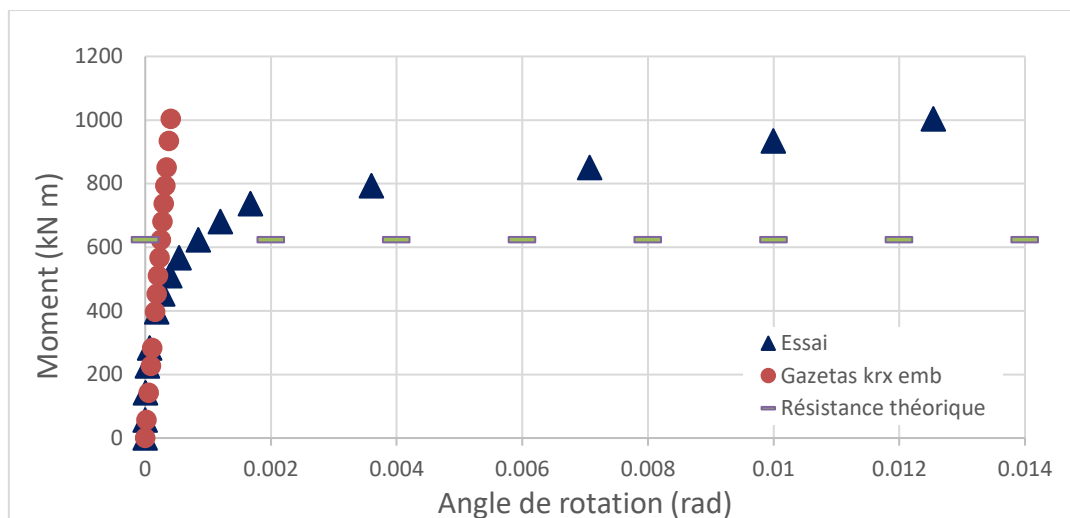


Figure 4.5 - Réponse en renversement d'un massif d'une ligne à 90 kV (support ME43)

Le pylône H2 est un pylône employé pour des lignes de 63 kV et 90 kV. Les essais d'arrachement fournis par RTE n'ont pas été effectués sur les mêmes lignes que les essais de renversement. Dans le cadre d'une campagne d'essais d'arrachement sur différents massifs réalisée par RTE, un essai d'arrachement a été réalisé sur le massif DCC 020 faisant partie de la ligne aérienne Prauthoy-Rolampont de 63 kV. Dans le but d'évaluer la rigidité en arrachement pour les modèles réalisés, ce massif de référence a donc été sélectionné parmi les essais d'arrachement disponibles. Ce massif a également été employé comme massif typique de référence pour le calcul des autres rigidités employées dans les modèles numériques. Puisqu'il y a une légère variation de la largeur du massif en fonction de la profondeur de la fondation, la plus faible largeur est utilisée dans le calcul. Les Tableau 4.1 et 4.2 présentent les caractéristiques du massif utilisé dans le projet ainsi que les propriétés mécaniques de sol nécessaires au calcul des rigidités statiques du massif d'intérêt. La marne représente un sol très rigide alors que l'argile représente un sol plutôt flexible. Dans le cas des rigidités en renversement et horizontales, la rigidité est considérée égale dans les axes x et y du massif.

Tableau 4.1 - Propriétés du massif typique

Propriétés	Dimension (mm)
Longueur du massif	500
Largeur du massif	500

Épaisseur du massif	600
Hauteur du massif	2100
Hauteur couverte du massif	1900

Tableau 4.2 – Propriétés mécaniques des sols

Propriétés	Marne	Argile
Module de cisaillement	70 000 kPa	14 000 kPa
Coefficient de Poisson	0.36	0.45

Puisque le modèle de Gazetas ne permet pas le calcul d'une rigidité en arrachement, les données d'essais fournies par RTE ont été employées pour évaluer une rigidité en arrachement des fondations pour les différents modèles. Dans le cas de ces essais, les valeurs de rigidités relatives aux différents essais sont très variables. Généralement, comme dans le cas des essais de renversement, deux rigidités sont généralement observables pour chaque essai. Le point de changement de rigidité de chaque essai est également très variable.

Puisque les données sont très variables pour les différents essais d'arrachement, deux essais ont été choisis afin d'évaluer les rigidités pour un sol rigide et un sol flexible. Pour chacun de ces essais, deux valeurs approximatives de rigidité ont été choisies pour représenter les résultats de l'essai. Dans le cas du sol rigide, l'essai du massif DCC 020 a été considéré [Caugant, 2019]. Celui-ci a été sélectionné puisque le sol peut être identifié comme étant de type marne A selon l'appellation de RTE, soit un sol particulièrement rigide. Les deux rigidités sélectionnées pour cet essai sont 173 800 kN/m pour la rigidité initiale et de 7200 kN/m pour la rigidité réduite suite à la perte de rigidité de la fondation.

Au niveau du sol flexible, l'essai présentant la plus faible rigidité a été considéré [Le Verger, 2000]. Cet essai a été réalisé sur le massif 2f5 du pylône 80 et les propriétés de ce massif ont été employées pour le calcul des autres rigidités des fondations. Les valeurs approximatives considérées pour la rigidité initiale et la rigidité réduite de la fondation dans ce cas sont de 15 000 kN/m et 6000 kN/m, respectivement. Vu la grande variabilité des données de rigidité en arrachement des différents essais, la sélection de ces deux essais permet principalement d'avoir

des valeurs distinctes entre les deux sols employés dans les modèles numériques. Les Tableaux 4.3 et 4.4 présentent un récapitulatif des rigidités estimées pour le sol flexible le sol rigide, respectivement.

Tableau 4.3 - Rigidité de l'argile (N/m en translation et N.m/rad en rotation)

Modèles	Rigidité en renversement 1	Rigidité en renversement 2	Rigidité en torsion	Rigidité latérale	Rigidité en compression	Rigidité en arrachement 1	Rigidité en arrachement 2
Modèle 0	Encastrement	Encastrement	Encastrement	Encastrement	Encastrement	Encastrement	Encastrement
Modèle 1	$123,2 \times 10^6$	Constante	$6,43 \times 10^6$	$173,5 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	Linéaire
Modèle 2	$123,2 \times 10^6$	Constante	$6,43 \times 10^6$	$173,5 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	15×10^6	Linéaire
Modèle 3	$123,2 \times 10^6$	Constante	$6,43 \times 10^6$	$173,5 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	15×10^6	6×10^6 $F_y = 93000 \text{ N}$
Modèle 4	$123,2 \times 10^6$	Constante	$6,43 \times 10^6$	$173,5 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	15×10^6	6×10^6 $F_y = 160000 \text{ N}$
Modèle 5	$123,2 \times 10^6$	$18,48 \times 10^6$ $R_y = 200000 \text{ N.m}$	$6,43 \times 10^6$	$173,5 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	15×10^6	6×10^6 $F_y = 93000 \text{ N}$
Modèle 6	$123,2 \times 10^6$	$18,48 \times 10^6$ $R_y = 344000 \text{ N.m}$	$6,43 \times 10^6$	$173,5 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	15×10^6	6×10^6 $F_y = 160000 \text{ N}$
Modèle 7	$123,2 \times 10^6$	$18,48 \times 10^6$ $R_y = 200000 \text{ N.m}$	$6,43 \times 10^6$	$173,5 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	15×10^6	6×10^6 $F_y = 93000 \text{ N}$
Modèle 8	$123,2 \times 10^6$	$18,48 \times 10^6$ $R_y = 200000 \text{ N.m}$	$6,43 \times 10^6$	$173,5 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	15×10^6	6×10^6 $F_y = 93000 \text{ N}$
Modèle 9	$123,2 \times 10^6$	$18,48 \times 10^6$ $R_y = 200000 \text{ N.m}$	$6,43 \times 10^6$	$173,5 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	15×10^6	6×10^6 $F_y = 0 \text{ N}$
Modèle 10	$123,2 \times 10^6$	$18,48 \times 10^6$ $R_y = 200000 \text{ N.m}$	$6,43 \times 10^6$	$173,5 \times 10^6$	$123,6 \times 10^6$	15×10^6	6×10^6 $F_y = 0 \text{ N}$

Tableau 4.4 – Rigidité de la Marne (N/m en translation et N/rad en rotation)

Modèles	Rigidité en renversement 1	Rigidité en renversement 2	Rigidité en torsion	Rigidité latérale	Rigidité en compression	Rigidité en arrachement 1	Rigidité en arrachement 2
Modèle 0	Encastrement	Encastrement	Encastrement	Encastrement	Encastrement	Encastrement	Encastrement
Modèle 1	527×10^6	Constante	$32,1 \times 10^6$	$818,6 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	Linéaire
Modèle 2	527×10^6	Constante	$32,1 \times 10^6$	$818,6 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	$173,8 \times 10^6$	Linéaire
Modèle 3	527×10^6	Constante	$32,1 \times 10^6$	$818,6 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	$173,8 \times 10^6$	$7,2 \times 10^6$ $F_y = 93000 \text{ N}$
Modèle 4	527×10^6	Constante	$32,1 \times 10^6$	$818,6 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	$173,8 \times 10^6$	$7,2 \times 10^6$ $F_y = 160000 \text{ N}$
Modèle 5	527×10^6	$79,05 \times 10^6$ $R_y = 200000 \text{ N.m}$	$32,1 \times 10^6$	$818,6 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	$173,8 \times 10^6$	$7,2 \times 10^6$ $F_y = 93000 \text{ N}$
Modèle 6	527×10^6	$79,05 \times 10^6$ $R_y = 344000 \text{ N.m}$	$32,1 \times 10^6$	$818,6 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	$173,8 \times 10^6$	$7,2 \times 10^6$ $F_y = 160000 \text{ N}$
Modèle 7	527×10^6	$79,05 \times 10^6$ $R_y = 200000 \text{ N.m}$	$32,1 \times 10^6$	$818,6 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	$173,8 \times 10^6$	$7,2 \times 10^6$ $F_y = 93000 \text{ N}$
Modèle 8	527×10^6	$79,05 \times 10^6$ $R_y = 200000 \text{ N.m}$	$32,1 \times 10^6$	$818,6 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	$173,8 \times 10^6$	$7,2 \times 10^6$ $F_y = 93000 \text{ N}$
Modèle 9	527×10^6	$79,05 \times 10^6$ $R_y = 200000 \text{ N.m}$	$32,1 \times 10^6$	$818,6 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	$173,8 \times 10^6$	$7,2 \times 10^6$ $F_y = 0 \text{ N}$
Modèle 10	527×10^6	$79,05 \times 10^6$ $R_y = 200000 \text{ N.m}$	$32,1 \times 10^6$	$818,6 \times 10^6$	$528,7 \times 10^6$	$173,8 \times 10^6$	$7,2 \times 10^6$ $F_y = 0 \text{ N}$

4.3 Implémentation du comportement flexible des fondations dans un modèle numérique

L'implantation du comportement flexible des fondations a été effectuée en se basant sur le modèle de référence, considérant un encastrement à la base du pylône, précédemment réalisé au cours de travaux antérieurs du groupe de recherche. Afin de simuler la flexibilité induite par l'interaction entre le sol et les massifs de fondation, un élément discret a été inséré à la base de chaque jambe du pylône. Ces éléments sont nommés RFX et permettent de simuler les trois rigidités en rotation ainsi que les trois rigidités en translation de la fondation.

Afin d'obtenir les réactions à la base du pylône dans le modèle par élément fini, l'élément discret RFX est relié à un élément poutre très rigide, nommé BFX, encastré à une extrémité. Le schéma final du modèle représentant l'interaction sol-structure est présenté à la Figure 4.6. L'insertion d'un élément rigide à la base du modèle a permis d'obtenir les efforts transmis de façon exacte.

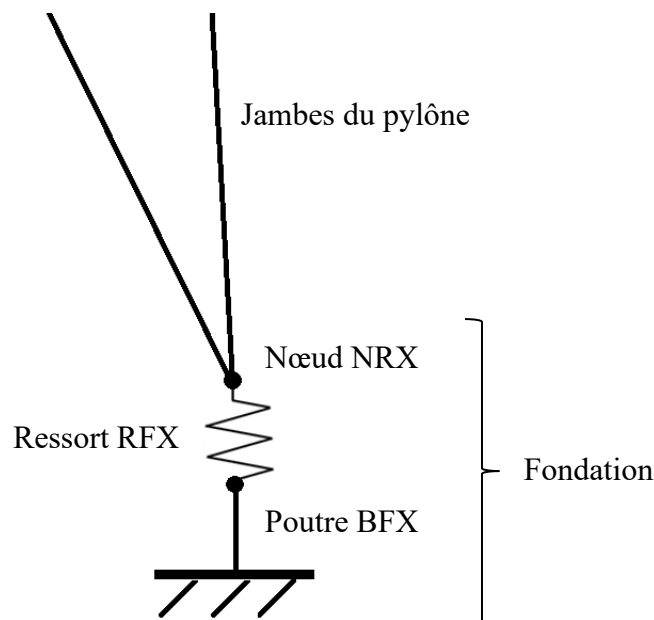


Figure 4.6 – Schéma de la modélisation de la fondation

La validation de l'implantation du modèle de ressort présenté précédemment a été réalisée à l'aide des résultats de l'essai de référence 4. Cet essai a été choisi pour sa simplicité de chargement. En insérant le ressort et l'élément de poutre dans le modèle de référence de l'essai 4 puis en appliquant au modèle 10% du chargement ultime présenté au Tableau 3.9, il est possible de valider si les efforts appliqués sont en équilibre avec les réactions extraites au niveau

de l'encastrement. Tel que présenté au Tableau 4.5, les charges appliquées sur le modèle sont égales aux réactions récupérées dans le modèle. Le transfert des charges à la base est donc effectué correctement à l'aide du modèle établi.

Tableau 4.5 - Comparaison entre les efforts appliqués et les réactions obtenues du modèle

Réactions (Essai 4)	Appliqué (10%)	Réaction modèle
F _x	5,89 kN	5,89 kN
F _y	0 kN	0 kN
F _z	3,14 kN + 25,3 kN (Gravité)	3,14 kN + 25,3 kN (Gravité)

CHAPITRE 5

RÉSULTATS ET ANALYSES

Ce chapitre présente les résultats des analyses réalisées sur les 11 modèles de fondations pour les essais 1 et 2 du pylône H2 présentés à la Section 3.3. Ces essais ont été sélectionnés de sorte à analyser des cas de chargement distincts conduisant à différents modes de ruine. Les modèles de fondations 1 et 2 sont des modèles avec rigidités constantes, le modèle 2 différencie les massifs soumis à une charge de compression des massifs soumis à une charge de traction. Les modèles 3 et 4 sont caractérisés par un comportement axial bilinéaire (en translation verticale) tandis que les modèles 5 et 6 présentent un comportement bilinéaire en translation verticale et en renversement. Les modèles 7 à 10 tentent quant à eux de simuler l'apparition ou l'existence d'une faiblesse sur un massif individuel.

L'objectif de ces analyses est d'étudier l'impact de la flexibilité des fondations notamment sur la reprise des efforts dans un pylône à treillis, sa résistance et son mode de ruine. Pour ce faire, les modes de ruine, les courbes de charge-déplacement relevées en tête du pylône ainsi que les efforts au point d'instabilité seront comparés entre les différents modèles analysés.

5.1 Essai 1

5.1.1 Présentation de l'essai

L'essai 1 est un essai avec hypothèse administrative « A » avec vent sur le fût, selon l'appellation de RTE. Le modèle de référence présente une rupture en flambement par flexion dans une membrure jambe au niveau du fût du pylône. Le patron de chargement utilisé dans le modèle numérique pour cet essai est présenté au Tableau 3.3. Les points d'application des forces sont présentés précédemment à la Figure 3.2. Il est possible d'observer que ce chargement est principalement dans la direction transversale de la structure avec une charge verticale aux points d'attache des conducteurs. Dans le modèle de référence, deux jambes du pylône se trouvent en compression et deux jambes en traction. Les jambes en compression sont nommées RF1 et RF2 alors que les jambes en traction sont nommées RF3 et RF4 dans les modèles à fondation rigide.

5.1.2 Résultats des modèles 0 à 6

5.1.2.1 Comportement global du pylône à treillis

La Figure 5.1 présente le graphique du coefficient multiplicateur du chargement appliqué par rapport au déplacement latéral du nœud N1 situé en tête du pylône analysé pour les modèles 0 à 2 dans le cas des deux types de sols analysés. Le coefficient multiplicateur représente le rapport entre la charge numérique atteinte à un instant donné et le chargement appliqué à la structure. Dans le cas présent, un facteur de 1 signifie que le patron de charge numérique est égal au chargement ultime spécifié dans l'essai de référence. Ce graphique permet d'évaluer le comportement global de la structure pour ces modèles.

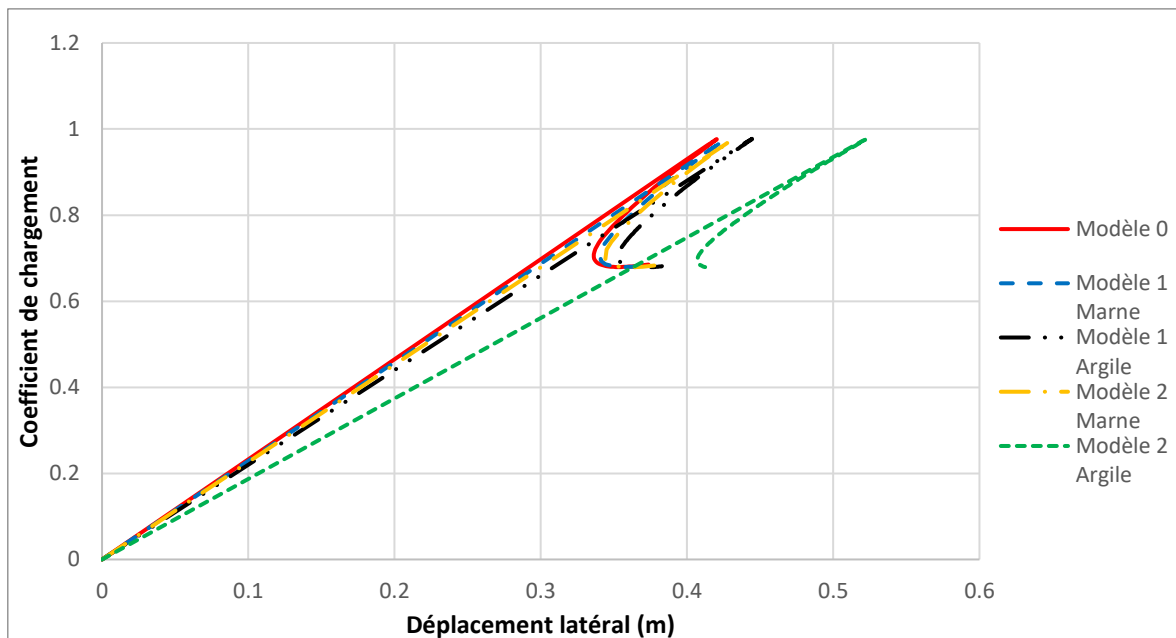


Figure 5.1 – Coefficient de chargement-déplacement du nœud N1 (modèles 0 à 2)

La première observation réalisée à partir de ces courbes est la présence dans tous les cas d'un comportement de type « snap-back », c'est-à-dire un point limite au-delà duquel la force et le déplacement diminuent avec la progression du calcul incrémental. Celui-ci est causé par le flambement d'une membrure jambe au niveau du fût du pylône. En utilisant le module Paravis de Salome-Meca pour visualiser la déformée de la structure, on observe que le mode de ruine obtenu est le même pour les cinq analyses réalisées. Tout comme pour le mode de ruine associé au modèle de référence présenté précédemment à la Figure 3.3, le mode de ruine des modèles à fondations flexibles présente un flambement dans une membrure jambe au niveau du fût du

pylône. Ce flambement survient un peu avant l'apparition de plastification dans la membrure subissant le flambement.

Les deux modèles à rigidités constantes atteignent une charge maximale presque égale à celle du modèle de référence, mais le déplacement latéral au sommet du pylône est généralement plus élevé. Ceci est expliqué par le déplacement induit par la flexibilité de la fondation. Dans le cas du modèle 1 pour le sol rigide (marne), la différence est très faible en raison de la rigidité très élevée des fondations alors que la différence est beaucoup plus prononcée au niveau du modèle 2 pour l'argile ayant une rigidité en arrachement beaucoup plus faible. Puisque les modèles 1 et 2 ont un comportement similaire à celui du modèle de référence, les modèles 3 à 6 seront comparés au modèle 2.

Les Figure 5.2 et 5.3 présentent respectivement le comportement global des modèles 2 à 6 pour le sol rigide (marne) et pour le sol flexible (argile). On observe le changement de rigidité dans la fondation à environ 60% du chargement appliqué pour les modèles 3 et 5, alors que le changement se situe entre 90 et 100% du chargement spécifié pour les modèles 4 et 6. Tandis que le modèle 2 présente un « snap-back » traduisant le flambement d'une membrure du pylône, les modèles 3 à 6 ne présente pas de signe de flambement. Alors que la résistance ultime du pylône analysé est atteinte à environ 95% du chargement appliqué pour les modèles 0 à 2, celle-ci dépasse 100% du chargement spécifié pour les modèles 3 à 6, variant de 105 à 120%, sans toutefois présenter de comportement de type « snap-back ». Il n'a pas été possible dans le contexte de cette étude d'aller plus loin dans le calcul des modèles 3 à 6, car la convergence devient difficile vers ce niveau de chargement.

Contrairement aux modèles 0 à 2, les configurations déformées du pylône ne montrent aucune ruine apparente dans le cas des modèles 3 à 6. En effet, aucun élément ne subit un flambement et, au cours de l'analyse, aucun point de la structure n'atteint une charge suffisante pour mener à la plastification d'une membrure. La ruine de l'ouvrage est donc être retardée et la résistance de la structure est plus élevée lorsqu'un comportement bilinéaire est considéré pour les fondations. Tel qu'observé dans le cas des modèles 0 à 2, les modèles 3 à 6 présentant une flexibilité plus élevée de la fondation mènent à une déflexion plus importante de la structure.

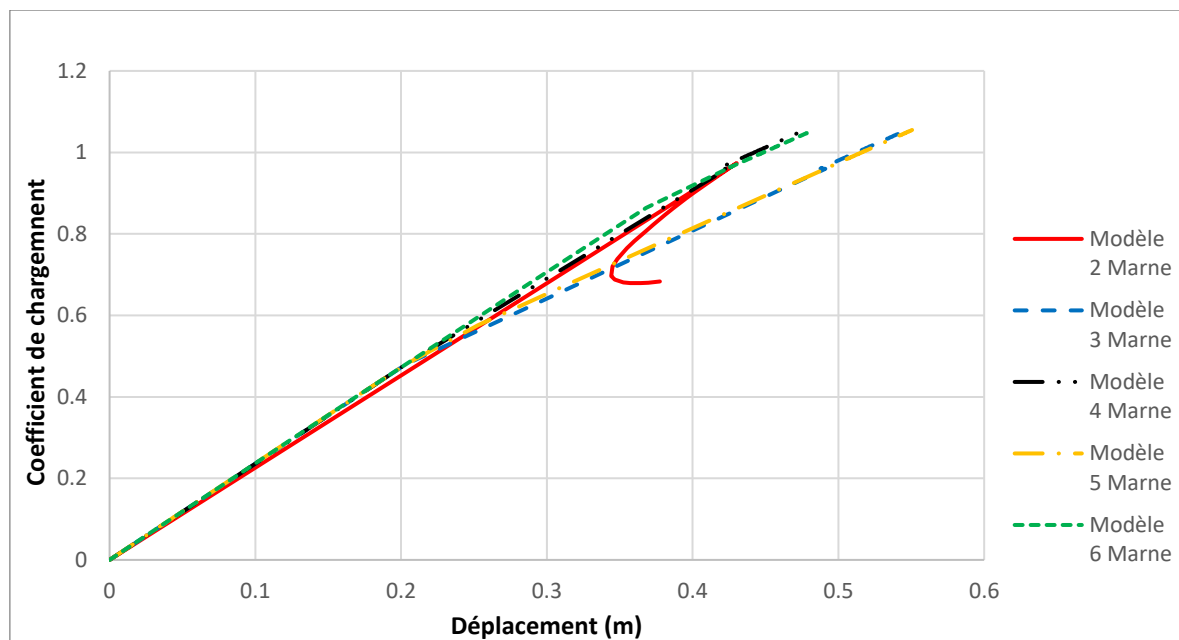


Figure 5.2 – Coefficient de chargement-déplacement des modèles 2 à 6 (marne)

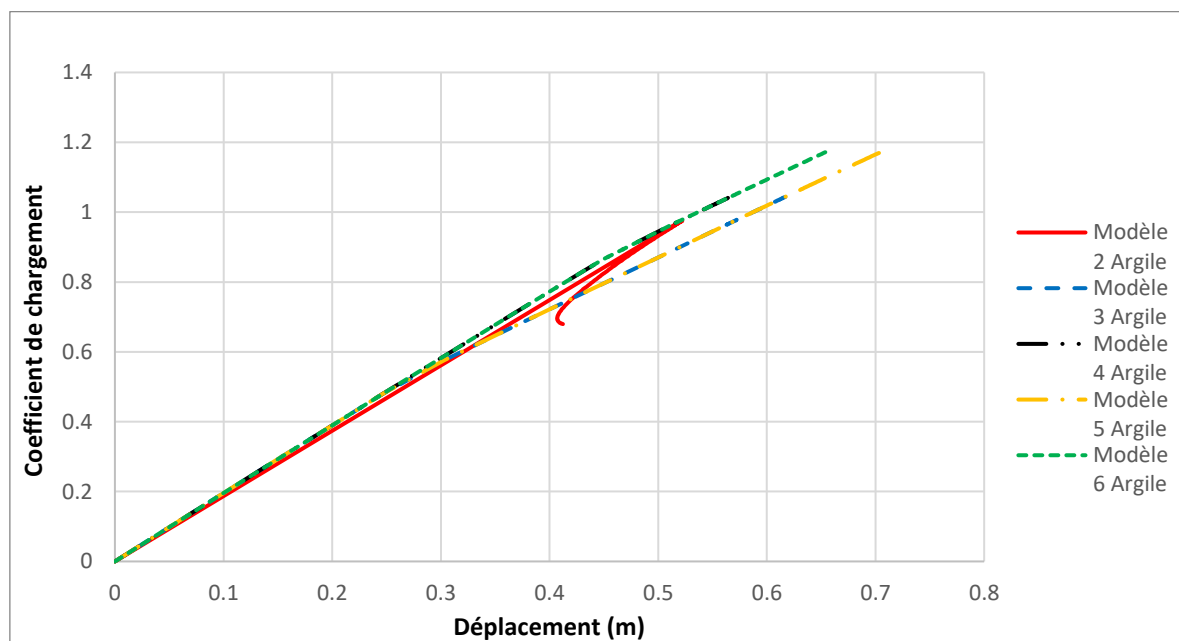


Figure 5.3 – Coefficient de chargement-déplacement des modèles 2 à 6 (argile)

5.1.2.2 Analyse des efforts dans la membrure critique

Tel que discuté précédemment, les modèles 0 à 2 présentent un flambement en flexion dans une membrure jambe au niveau du fût de la structure étudiée. Les Figure 5.4 à 5.9 présentent les efforts axiaux ainsi que les moments au niveau de la membrure subissant la défaillance pour les modèles 2 à 6. Les instants de calculs représente l'étape de calcul à laquelle l'analyse est rendu. Les instants de calcul 0 à 0.96 présentent la première partie de l'analyse non-linéaire. Un instant de 0.5 représente un chargement de 0.5 fois le chargement nominal de l'analyse. Les instants suivants sont les instants durant lesquels l'analyse se fait par pilotage en longueur d'arc. Il est possible de voir que la charge axiale du modèle 2 diminue à partir de l'instant 1 environ, soit après l'instant où le flambement survient dans la membrure. Alors que la charge axiale diminue, le moment de flexion dans les deux axes de la membrure au point de flambement augmente, démontrant une ruine de l'ouvrage.

Dans le cas des modèles 3 à 6, la charge axiale de la membrure critique continue d'augmenter de manière linéaire après l'instant 1, dépassant la charge limite atteinte par la membrure au cours de l'analyse du modèle 2. Le moment de flexion de la membrure critique de ces modèles est toutefois plus faible comparativement au modèle 2 et ce même avant l'apparition du flambement vers l'instant 0.96 (voir Figure 5.6 à Figure 5.9). Dans le cas d'une structure avec des appuis encastree, le comportement global de la structure est semblable à celui d'une poutre encastree. Dans le cas des modèles employés, le comportement global de la structure est modifié par le déplacement de la fondation. Cette diminution du moment est donc possiblement liée à la rotation à la base de la structure associée au déplacement des fondations. La répartition du moment dans les membrures le long de la structure et la courbure qui en résulte est ainsi modifiée. Les membrures composant la structure étant des cornières, la résistance au moment est très faible. Cette réduction des moments de flexion dans la membrure critique est l'une des raisons menant au retard de la ruine de l'ouvrage. Il est à noter que le moment semble augmenter à la fin des analyses pour les modèles 5 et 6 du sol flexible, signe que la membrure a flambé. Ces deux modèles ont atteint environ 120% du chargement spécifié pour l'essai 1 à la fin de l'analyse. Pour des raisons de temps de calcul, les calculs associés aux modèles 3 à 6 ont été effectués jusqu'à un coefficient de chargement de 105% pour la marne et 120% pour l'argile, mais pousser les essais pour atteindre une charge supérieure à 120% mènerait possiblement au flambement en flexion de la membrure

critique et à la ruine de l'ouvrage. Une augmentation de la résistance globale du pylône d'au moins 5 à 20% en incluant un modèle de fondation qui considère une perte de rigidité importante des deux fondations en arrachement est tout de même significatif. Ces résultats indiquent que la flexibilité des fondations peut avoir, dans certaines conditions, l'effet de retarder la ruine en flambement du pylône, car elle mène à une redistribution des efforts dans le pylône.

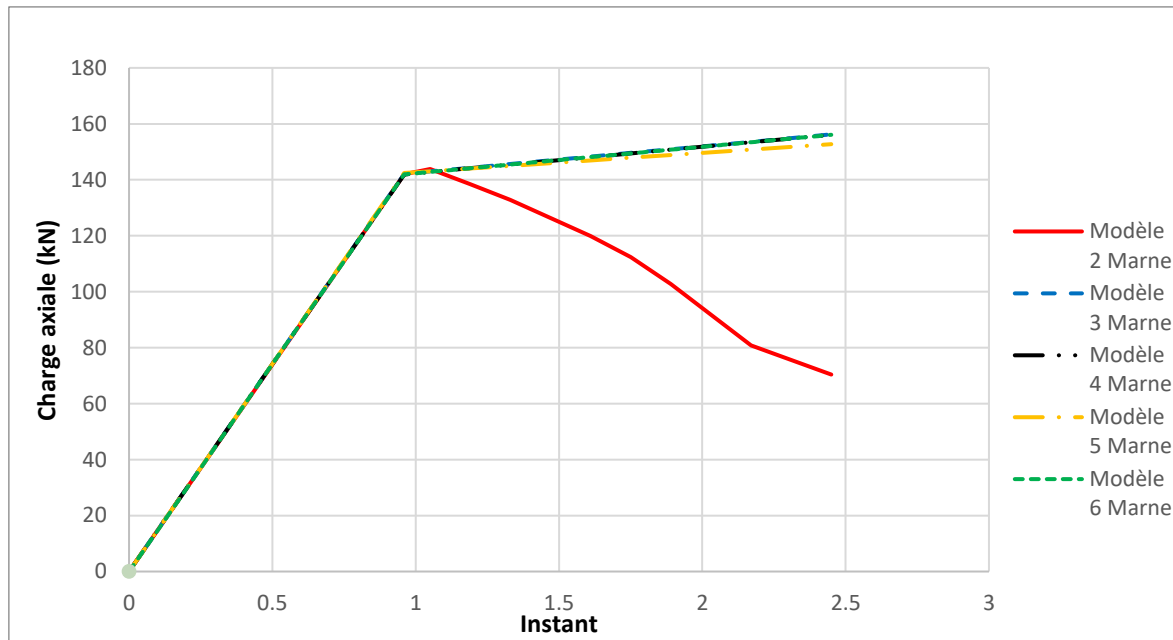


Figure 5.4 - Charge axiale dans la membrure critique (marne)

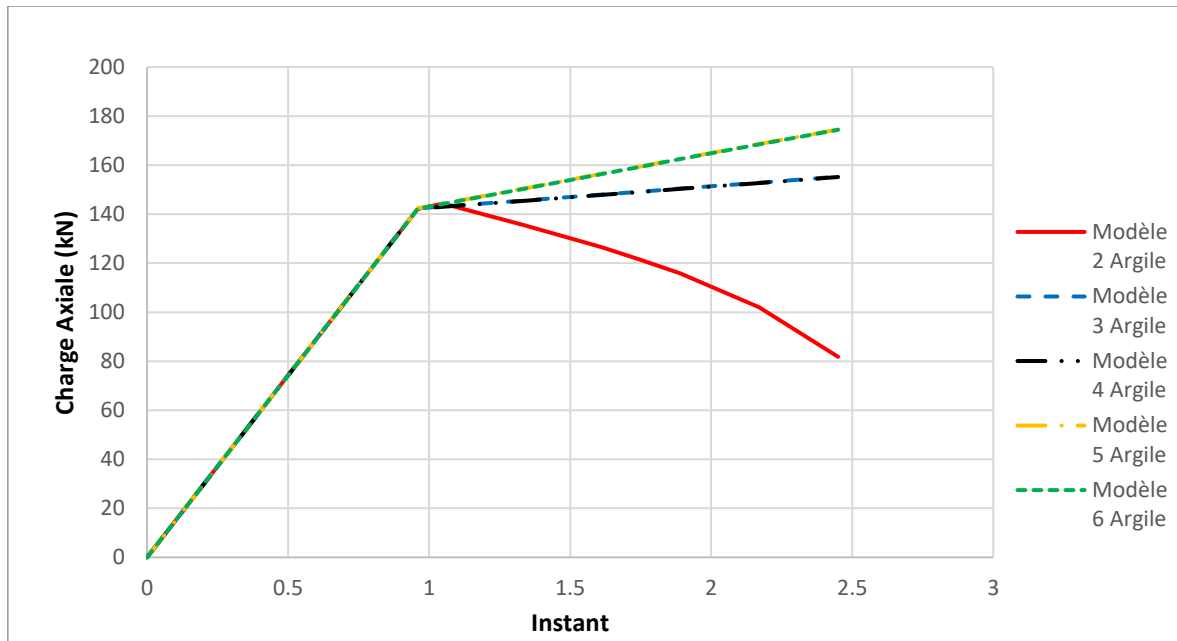


Figure 5.5 - Charge axiale dans la membrure critique (argile)

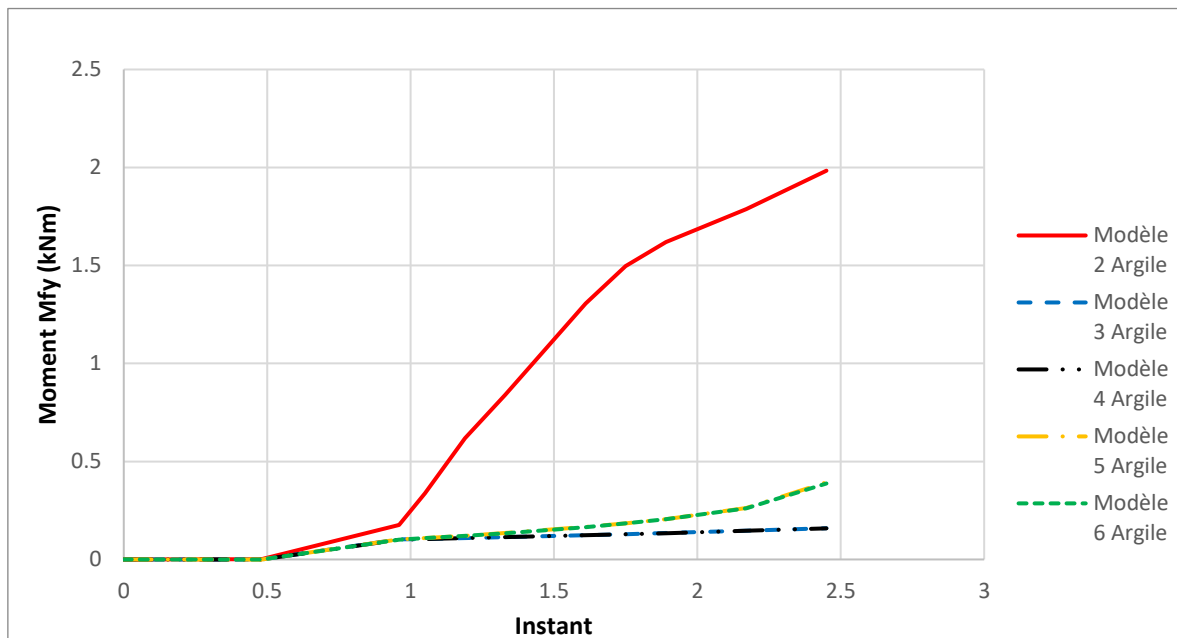


Figure 5.6 - Moment MFY dans la membrure critique (argile)

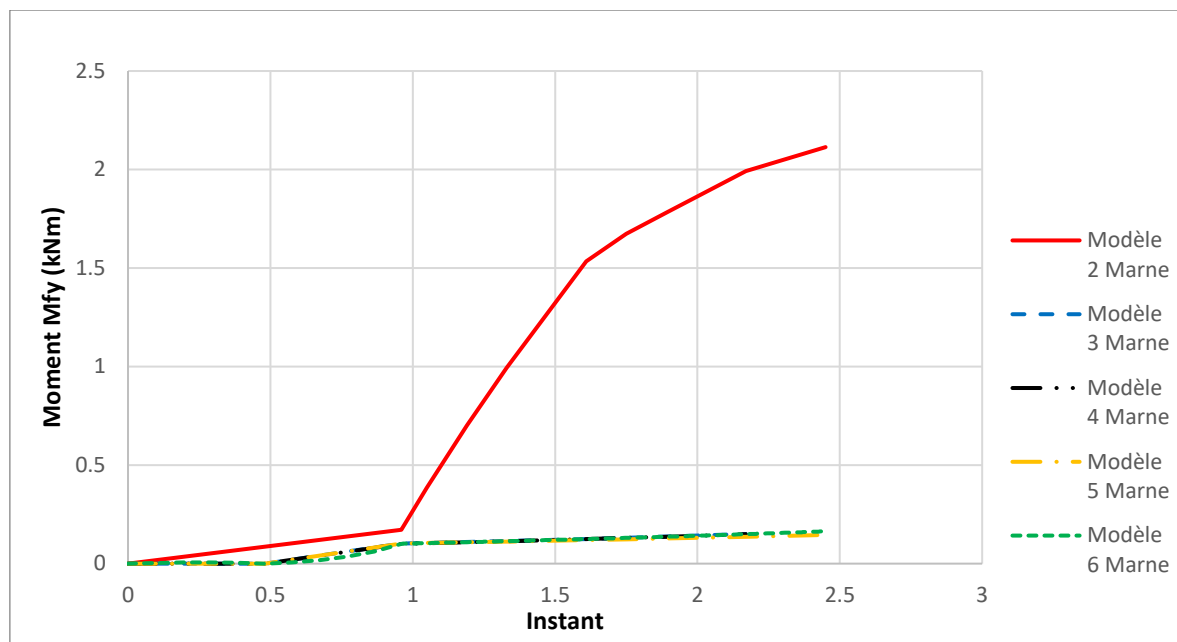


Figure 5.7 - Moment MFY dans la membrure critique (marne)

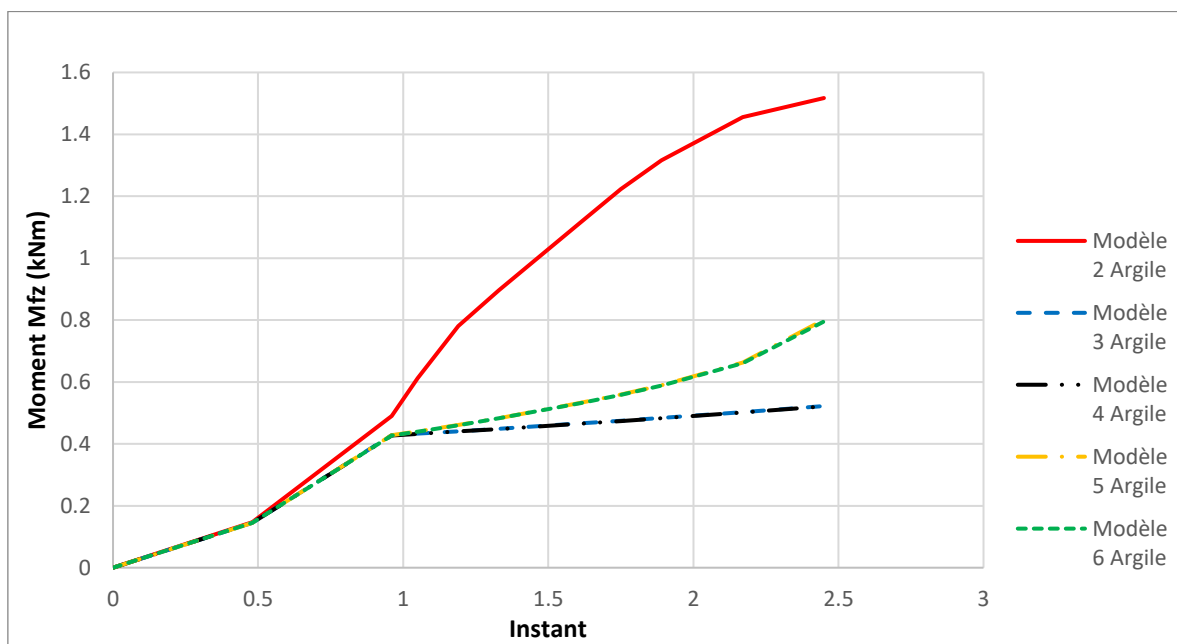


Figure 5.8 - Moment MFZ dans la membrure critique (argile)

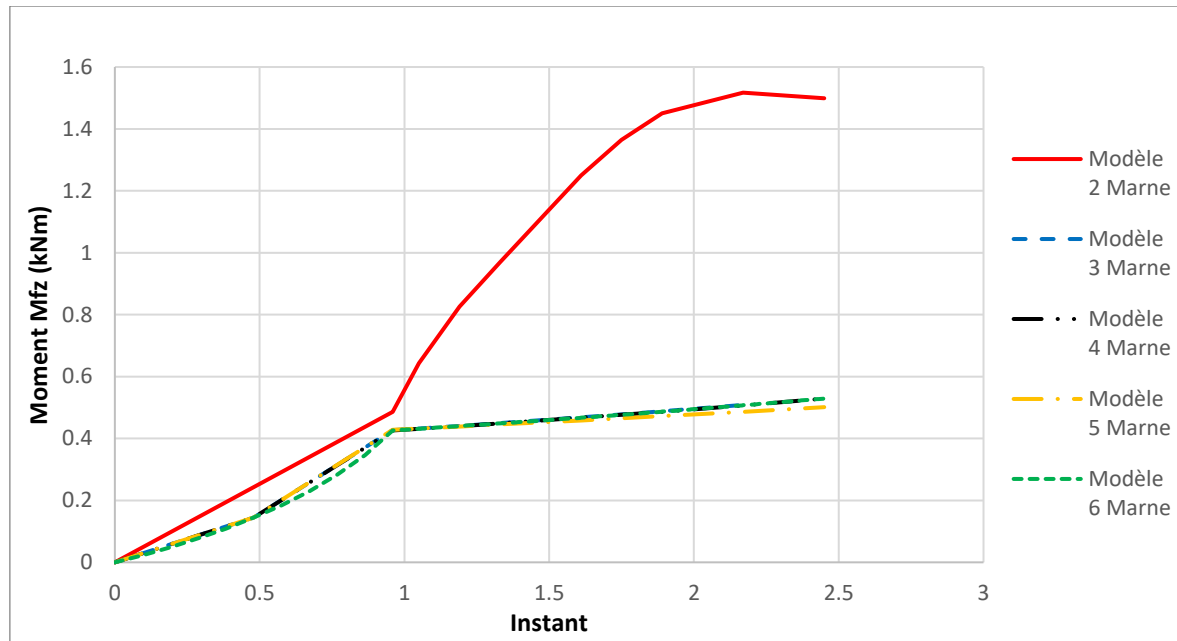


Figure 5.9 - Moment MFZ dans la membrure critique (marne)

5.1.3 Résultats des modèles 7 à 10

5.1.3.1 Comportement global des modèles numériques

Les modèles 7 à 10 visent à analyser l'effet d'un défaut dans un massif de fondation individuel. Les modèles 7 et 8 présentent une perte de rigidité à 50% de la charge axiale atteinte au massif en traction par le modèle de référence alors que les modèles 9 et 10 présentent une perte de rigidité à 0% de la charge, soit dès le début de l'analyse. La perte de rigidité a été assignée à une jambe subissant un effort de traction, soit la jambe NR3 dans le modèle de référence, pour les modèles 8 et 10 alors qu'elle a été assignée à une jambe subissant un effort de compression, soit la jambe NR1, pour les modèles 7 et 9. Les Figure 5.10 et 5.11 présentent le comportement global de la structure pour les modèles 7 à 10 du sol rigide (marne) et flexible (argile), respectivement.

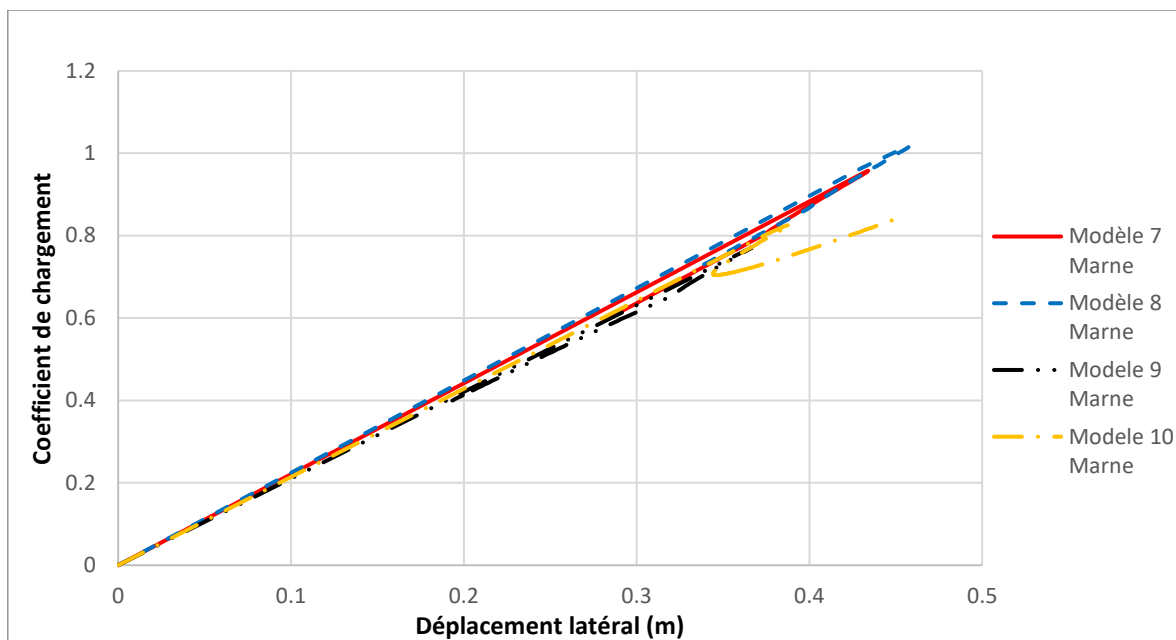


Figure 5.10 – Courbes de coefficient de chargement-déplacement au nœud N1 des modèles 7 à 10 (marne)

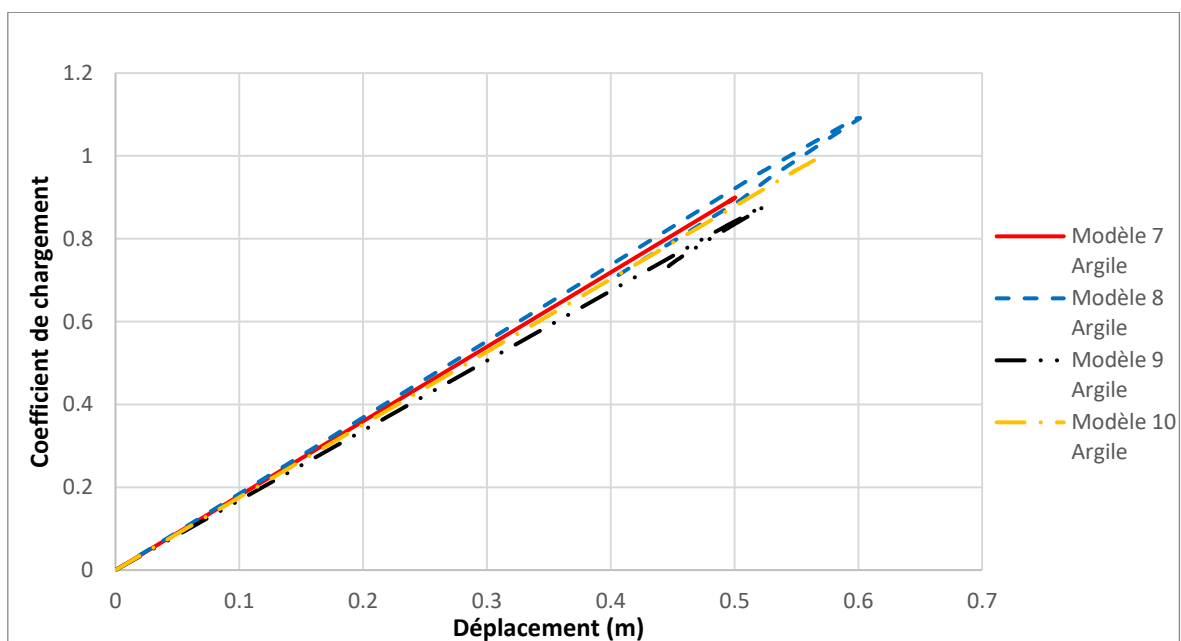


Figure 5.11 – Courbes de coefficient de chargement-déplacement au nœud N1 des modèles 7 à 10 (argile)

À partir de ces figures, il est possible de voir que la résistance du pylône analysé pour les modèles présentant un défaut dès le début de l'analyse est plus faible que pour les modèles présentant un défaut à 50% de la charge de référence. Toutes les analyses présentent un comportement de type « snap-back » indiquant un flambement dans la structure, à l'exception des modèles 7 et 10 pour l'argile. Dans tous les modèles excluant les modèles 8, la charge menant à la ruine de structure est inférieure à celle causant la ruine du modèle de référence. Le Tableau 5.1 présente le coefficient de chargement maximum atteint pour les différents modèles.

Tableau 5.1 – Chargement atteint par les différents modèles

Modèle	Niveau de chargement	
	Marne	Argile
2	0.974	0.976
7	0.958	0.900
8	1.016	1.091
9	0.771	0.879
10	0.840	0.990

La capacité du pylône pour les deux sols dans le cas du modèle 7 atteint un niveau légèrement inférieur à celui atteint dans le cas du modèle de référence alors que pour le modèle 8 des deux sols, celle-ci atteint un niveau légèrement plus élevé. Dans le cas du modèle 9, la capacité de la structure est plus faible que celle du modèle de référence, d'environ 20% pour l'argile et 10% pour la marne. Dans le cas de la marne, la structure dans le cas du modèle 10 atteint toutefois un niveau de chargement supérieur, dû à une redistribution des efforts suite à l'apparition d'une instabilité dans la structure. En excluant le cas du modèle 10 pour la marne présentant une augmentation de la charge suite au « snap-back », tous les autres modèles analysés ici perdent la capacité à reprendre un chargement supplémentaire, indiquant une possible ruine de la structure.

5.1.3.2 Déformée des modèles numériques

En observant la déformée de la structure à l'aide de Paravis, on constate le flambement local de la structure au niveau d'une diagonale lorsque la charge critique est atteinte. Les Figure 5.12 à

5.15 présentent la déformée à la fin du calcul du pied du pylône avec un facteur d'échelle de 5 pour les modèles avec un sol rigide (marne). Les déformées sont similaires dans le cas des modèles avec un sol flexible (argile) et ne seront donc pas présentées ci-dessous. La jambe identifiée avec un astérisque (*) est la jambe où se situe la faiblesse simulée. À la différence des modèles 0 à 2 où le flambement de la structure survient au niveau du fût de la structure, le flambement des modèles 7 à 10 se trouve dans une diagonale au niveau du pied du pylône. Dans tous les cas, le flambement survient au niveau de la diagonale faisant partie de la jambe en arrachement du côté de la jambe ayant la faible rigidité. Ainsi, lorsque la faiblesse est simulée sur la jambe sollicitée en compression NR1, le flambement survient dans la diagonale reliée à la jambe sollicitée en traction NR4 et lorsque la faiblesse est simulée sur la jambe en traction NR4, le flambement survient dans la diagonale reliée à la jambe en traction NR3. La présence d'un défaut dans la fondation peut donc mener à une perte de résistance globale de la structure en plus de modifier le mode de défaillance de la structure. En effet, dans l'exemple analysé ici, le flambement survient au niveau d'une diagonale plutôt qu'au niveau d'une membrure jambe du fût de la structure à une charge plus faible que la charge spécifiée dans certains cas.

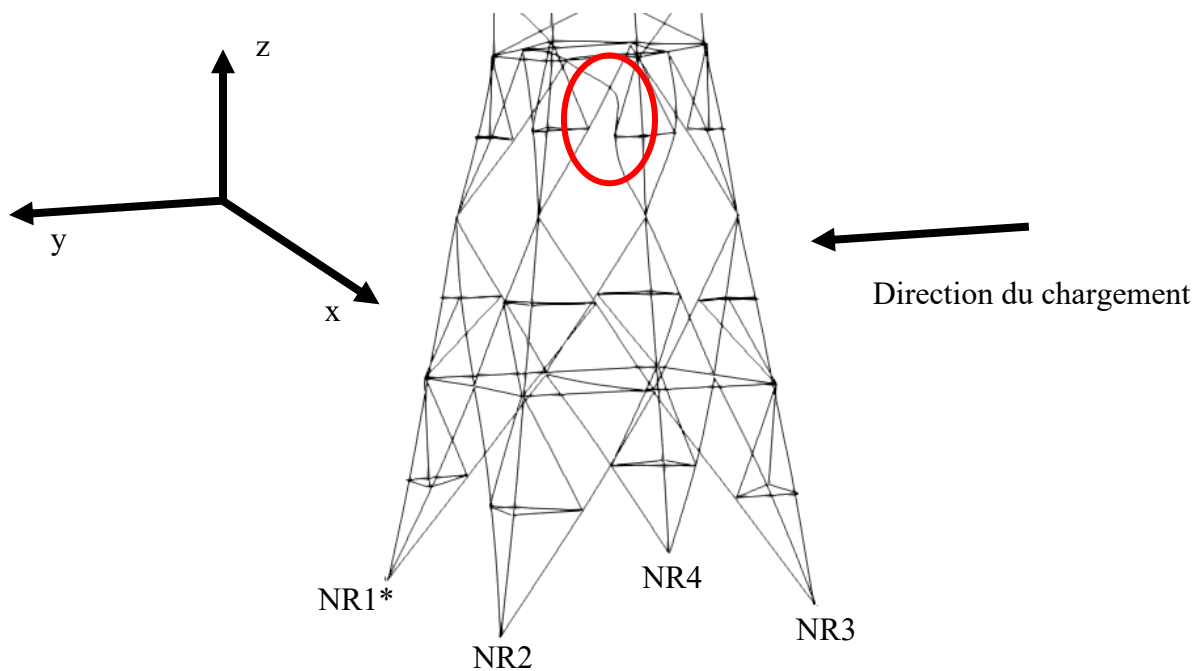


Figure 5.12 – Déformée du pied du modèle 7 (marne)

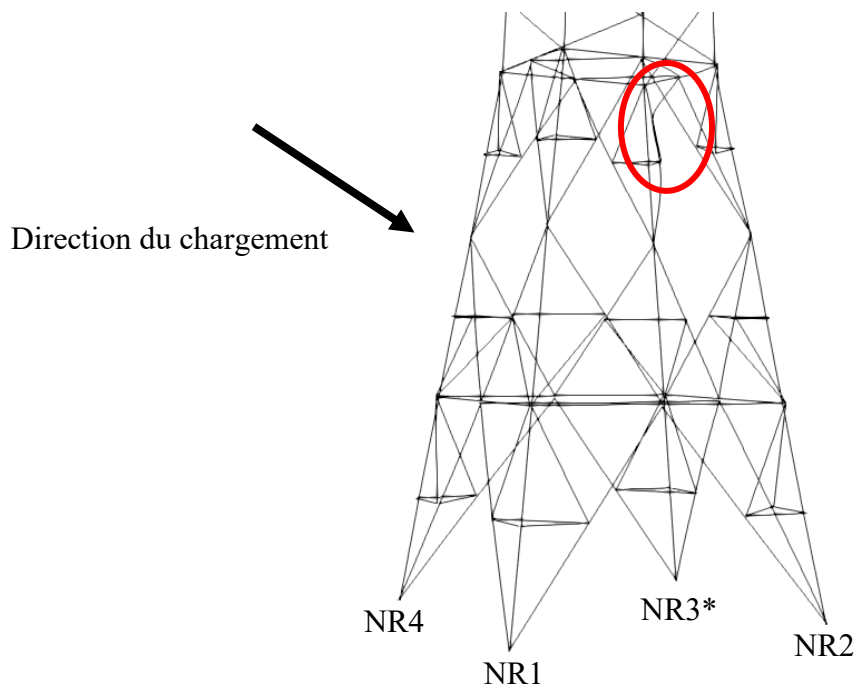


Figure 5.13 – Déformée du pied du modèle 8 (marne)

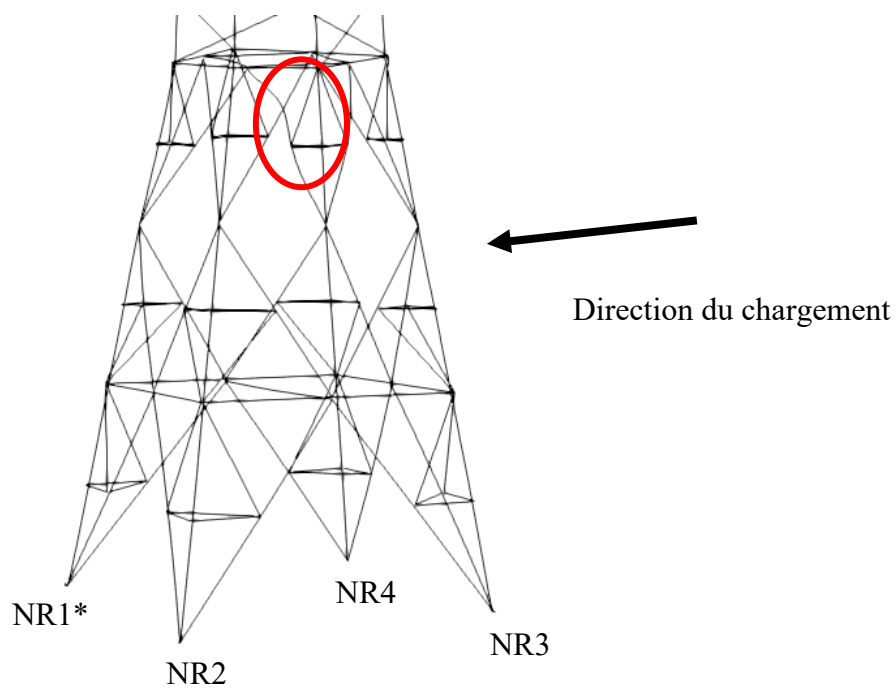


Figure 5.14 – Déformée du pied du modèle 9 (marne)

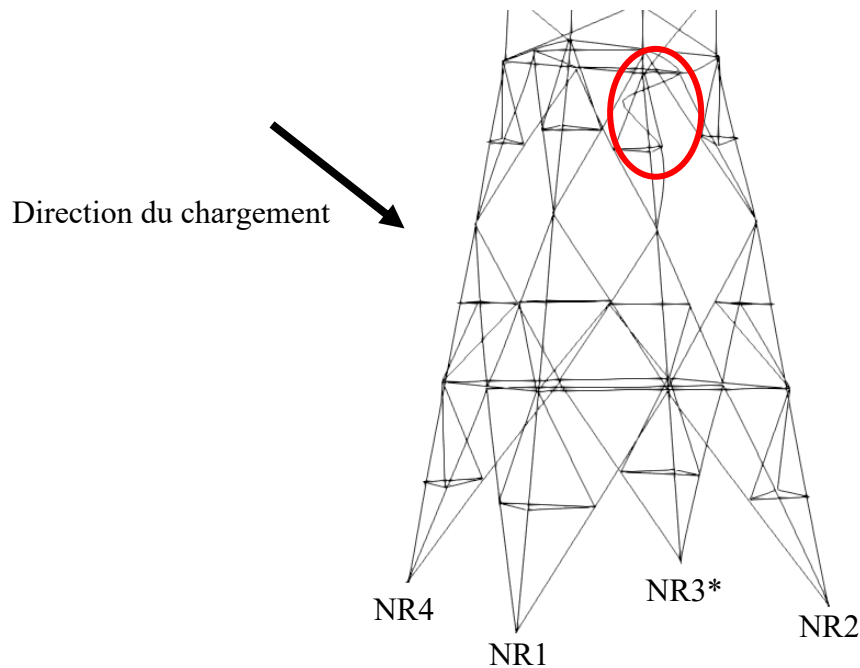


Figure 5.15 – Déformée du pied du modèle 10 (marne)

5.1.3.3 Efforts dans les jambes du pylône

En observant les courbes force-déplacement présentées aux Figure 5.16 à 5.19 pour les nœuds de base des jambes NR1 à NR4 dans la direction verticale des modèles analysés en considérant la marne comme sol de fondation, on constate une diminution des efforts de compression dans toutes les jambes lorsque l'on atteint le flambement, tout comme pour le comportement global. Un comportement bilinéaire observé au niveau de la base de la jambe NR1 pour le modèle 7 et de la jambe NR3 pour le modèle 8. Ceci est conforme au comportement appliqué à ces modèles pour les analyses.

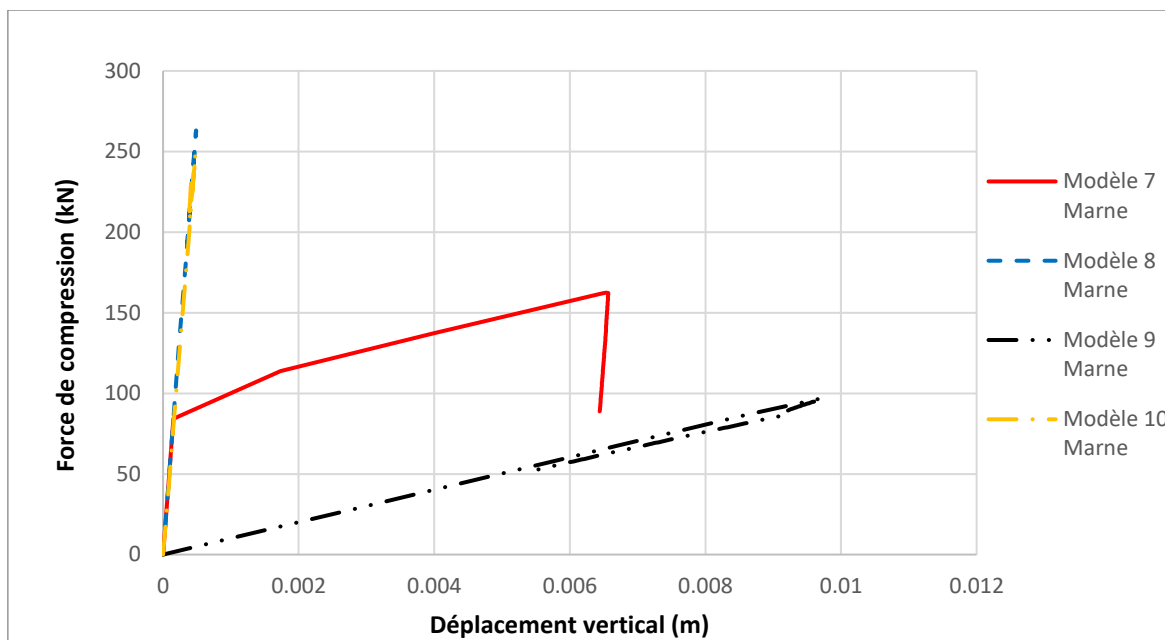


Figure 5.16 – Courbes de coefficient de chargement-déplacement de la jambe en compression NR1 (marne)

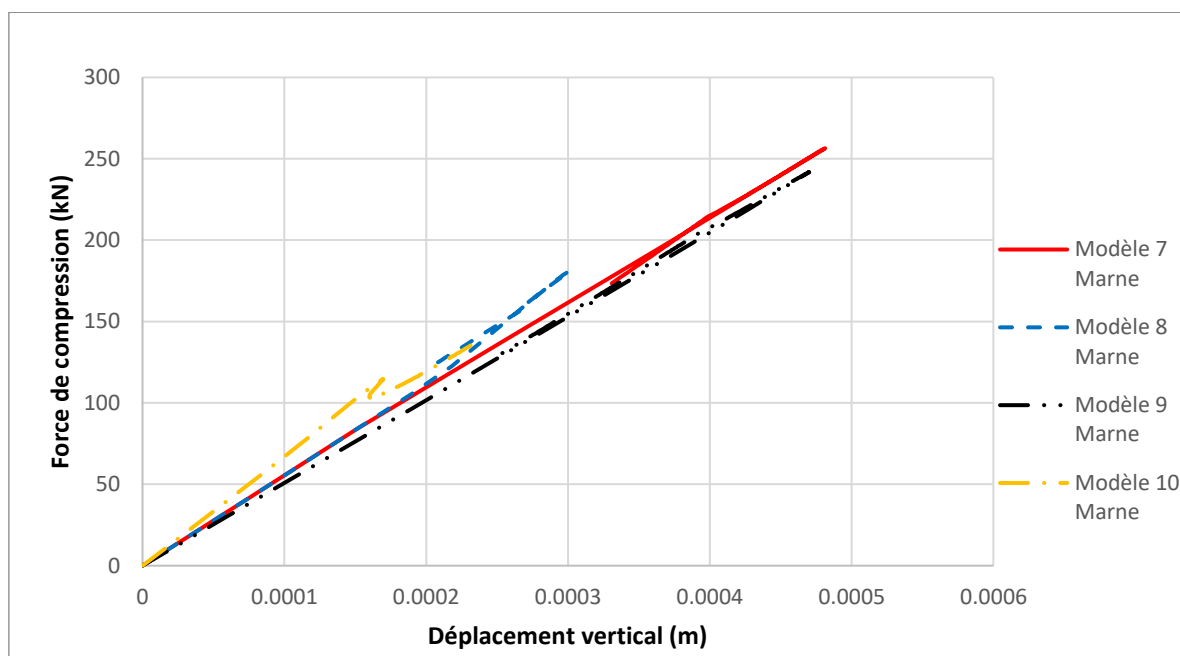


Figure 5.17- Courbes de coefficient de chargement-déplacement de la jambe en compression NR2 (marne)

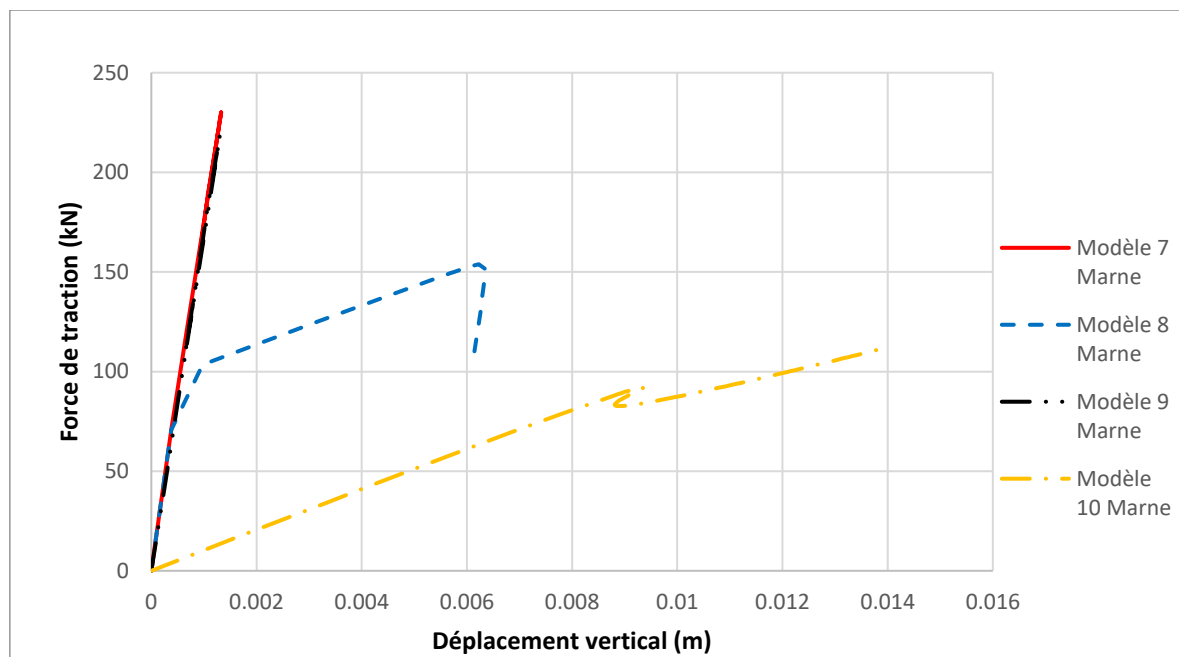


Figure 5.18 – Courbes de coefficient de chargement-déplacement de la jambe en traction NR3 (marne)

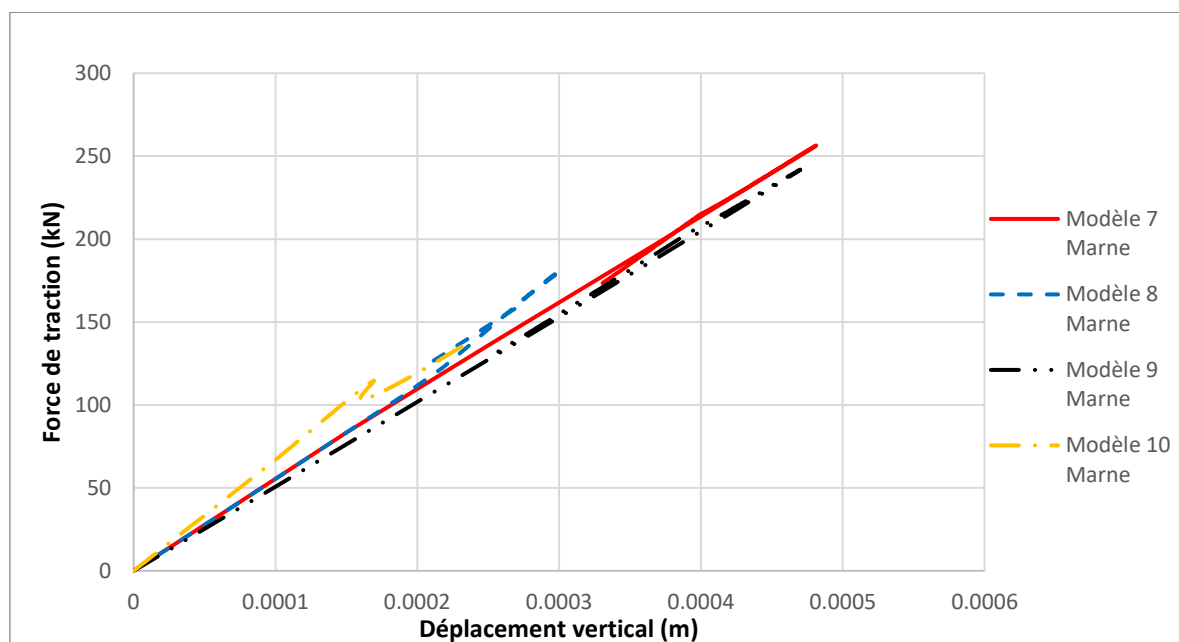


Figure 5.19 -Courbes de coefficient de chargement-déplacement de la jambe en traction NR4 (marne)

5.1.3.4 Analyse des efforts dans la membrure critique

Les Figure 5.20 à 5.23 présentent les courbes force axiale-déplacement et moment de flexion-rotation au centre de la diagonale subissant le flambement pour les modèles 7 à 10 ainsi que du modèle 2 comme référence. Dans le modèle 2, la force en compression augmente jusqu'à une valeur d'environ 40 kN, puis diminue à la suite du flambement qui survient au niveau du fût de la structure. En comparant la charge axiale et le moment dans l'un des deux axes de la membrure critique pour les modèles 7 à 10 à ceux de la même diagonale pour le modèle 2, il est possible de voir que la charge dans la diagonale est plus élevée lorsqu'il y a présence une différence avec la rigidité d'un des massifs de fondation. Suivant l'axe Y de la membrure présentée, le moment dans la membrure atteint plus de trois fois le moment atteint dans le cas de l'essai de référence. Le déplacement différentiel de la fondation crée une redistribution des efforts dans les membrures diagonales des jambes du pylône, menant au flambement de la structure dans la diagonale en compression du côté de la faiblesse simulée avant d'atteindre la charge critique au niveau du fût. Cela explique donc le changement de mode de rupture de la structure ainsi que, dans certains cas, la diminution de la résistance de la structure pour ces modèles.

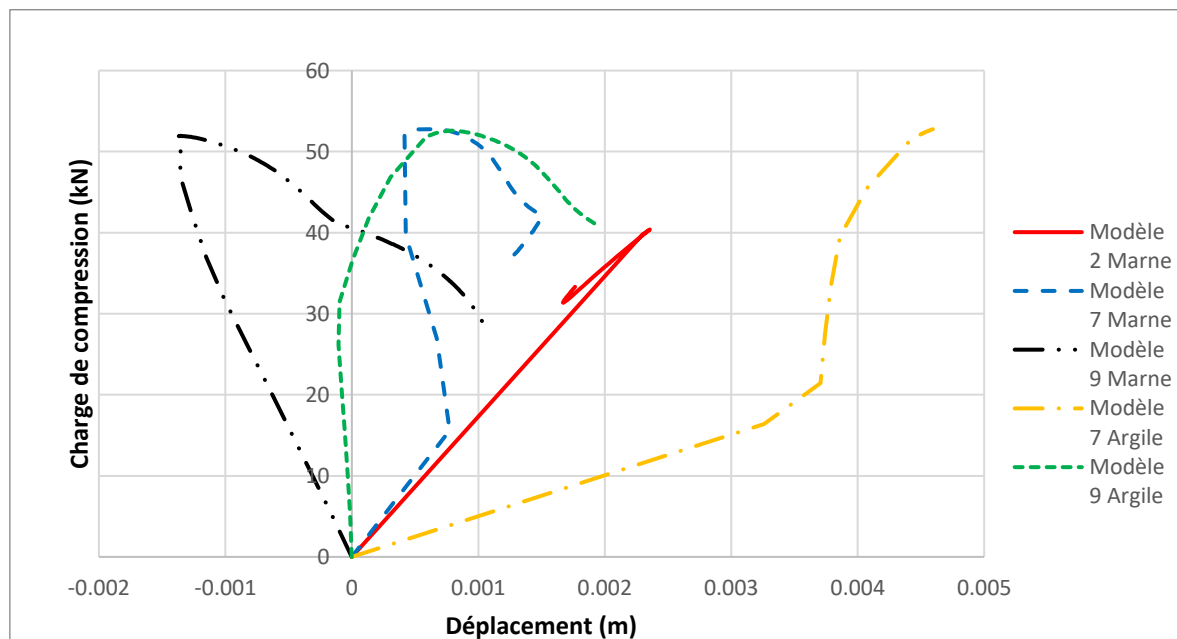


Figure 5.20 – Courbes de force axiale-déplacement dans les membrures critiques du pylône analysé (modèles 7 et 9)

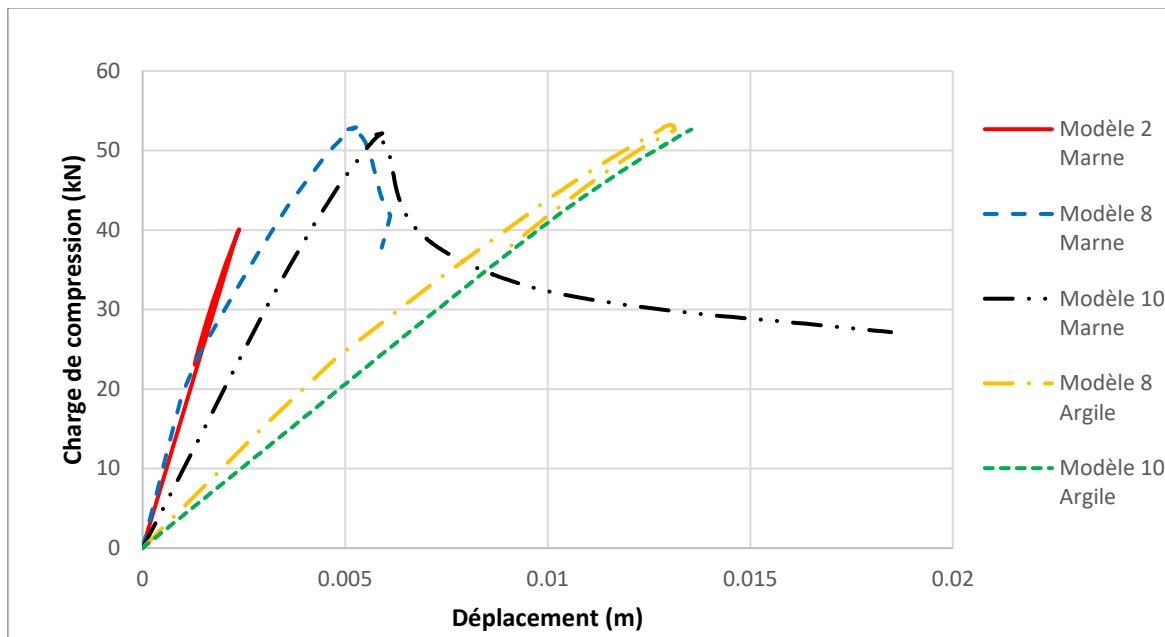


Figure 5.21 – Courbes de force axiale-déplacement dans les membrures critiques du pylône analysé (modèles 8 et 10)

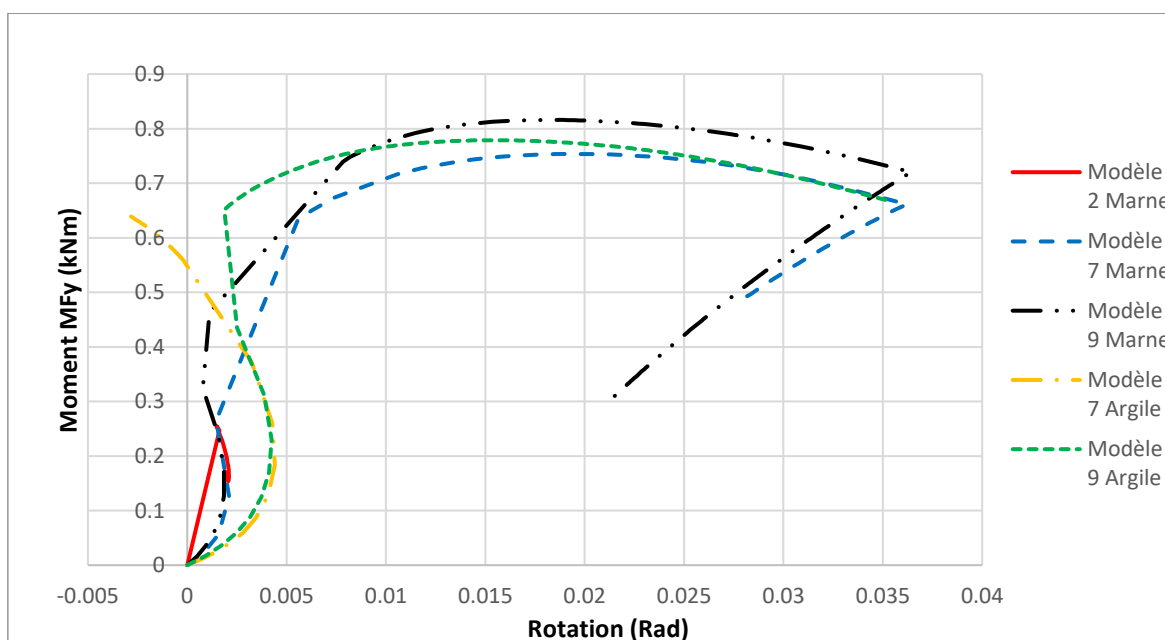


Figure 5.22 – Courbes de moment-rotation dans les membrures critiques du pylône analysé (modèles 7 et 9)

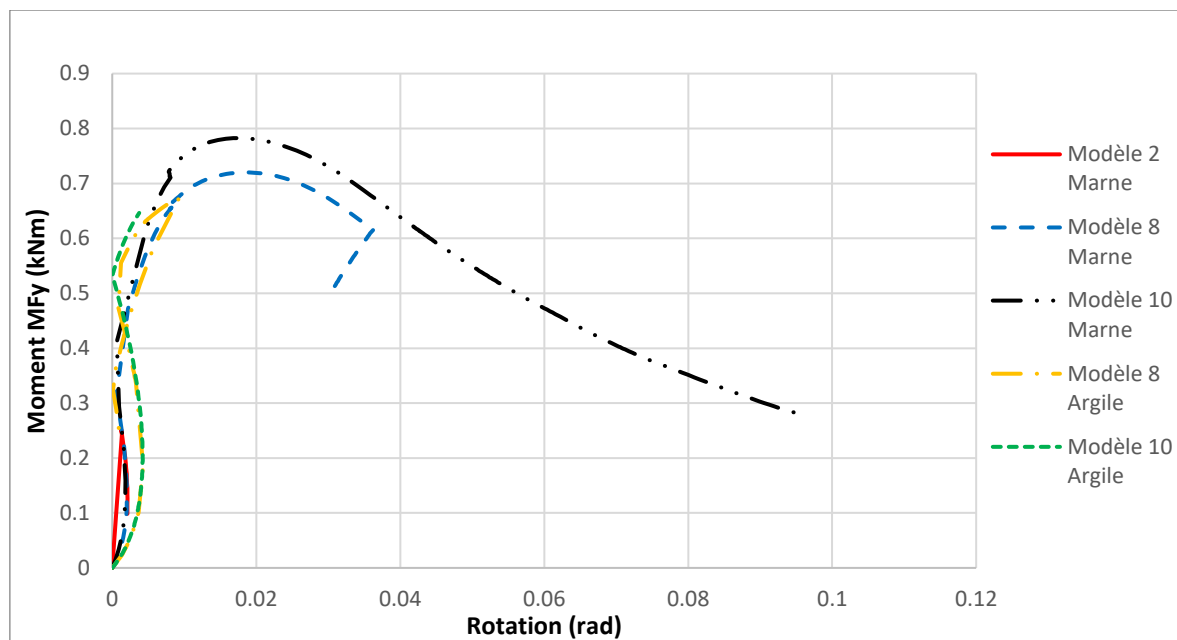


Figure 5.23 – Courbes de moment-rotation dans les membrures critiques du pylône analysé (modèles 8 et 10)

5.1.4 Synthèse des résultats de l'essai 1

Les résultats obtenus pour les différents modèles de l'essai 1 indiquent que l'utilisation d'un modèle de fondation présentant une rigidité variable pour les deux fondations en arrachement peut mener à une augmentation non négligeable de la capacité de la structure. Dans les cas des modèles considérant des fondations avec un comportement bilinéaire, le pylône peut résister à un chargement atteignant 105% à 120% du chargement ultime spécifié sans présenter de signes de ruine par flambement. Cette augmentation de la capacité semble provenir de la réduction du moment de flexion dans les membrures critiques dû à une réduction de la courbure des membrures causée par le déplacement de la fondation. La présence de défauts dans un seul massif de fondation peut quant à elle réduire la capacité de la structure à reprendre les charges appliquées. En effets, les modèles présentant une rigidité très faible dès le début de l'analyse n'ont atteint qu'environ 85% à 90% du chargement de l'essai 1. De plus, le mode de ruine de la structure est modifié par rapport à une fondation saine, déplaçant le flambement à une membrure secondaire au niveau du pied du pylône. Le cas où un seul massif d'une fondation présente une défaillance importante peut donc être critique pour le comportement à la ruine du pylône.

5.2 Essai 2

5.2.1 Présentation de l'essai

L'essai 2 est un essai avec hypothèse de givre dissymétrique. Le modèle de référence présente une rupture en flambement par flexion dans une membrure jambe au niveau du fût du pylône. Le patron de chargement ultime utilisé pour cet essai est présenté au Tableau 3.5. Les points d'application des forces sont présentés précédemment à la Figure 3.2. À la différence du chargement de l'essai 1, le chargement utilisé dans l'essai 2 comporte des charges longitudinales créant un effet de torsion dans la structure. Dans le modèle de référence, deux jambes du pylône se trouvent en compression et deux jambes en traction. Les jambes en compression sont nommées RF1 et RF4 alors que les jambes en traction sont nommées RF2 et RF3 dans le modèle à fondation rigide. Les analyses de l'essai 2 ont d'abord été réalisées sur les modèles 0 à 6 à l'aide d'un pilotage en déplacement imposé pour évaluer sommairement le comportement des différents modèles. Puisque les analyses par pilotage en déplacement ne présentaient pas de différence majeure dans les différents modèles, seuls les modèles 2 et 6 pour chaque sol ont été analysés de la même façon que l'essai 1. Les résultats des quatre modèles réalisés avec un pilotage par longueur d'arc sont présentés ci-dessous.

5.2.2 Résultats des modèles numériques

5.2.2.1 Comportement global du pylône à treillis

La Figure 5.24 présente l'évolution du coefficient multiplicateur du chargement appliqué en fonction du déplacement latéral du nœud N1 en tête du pylône concernant les modèles 0, 2 et 6 pour les deux types de sols dans le cas de l'essai 2. Le comportement de tous les modèles est semblable. Tout comme dans le cas de l'essai 1, les résultats concernant les modèles 2 pour les deux sols sont très semblables au modèle de référence, le modèle 2 de l'argile présentant un déplacement plus élevé en raison de la rigidité plus faible de la fondation pour ce sol. Les courbes relatives aux modèles 6 présentent toutefois un comportement qui diffère dans une certaine mesure du comportement de l'essai 1. En effet, malgré un comportement bilinéaire de la fondation, la même charge maximale est atteinte par les modèles 6 qu'avec le modèle de référence. Le déplacement est toutefois plus élevé pour le modèle 6 de l'argile dû à la flexibilité plus élevée de la fondation. Il est à noter que la limite pour l'atteinte de la deuxième pente de rigidité du modèle 6 est établie selon la force maximale atteinte du modèle de référence de

l'essai 1 afin de garder les mêmes caractéristiques de fondation pour les deux essais. Ainsi, cette deuxième pente de rigidité n'est pas atteinte dans l'essai 2, ce qui explique le fait que le comportement soit similaire à celui du modèle 2. D'autres analyses seront nécessaires pour investiguer de façon plus complète le comportement du pylône sous ce cas de chargement dans différents scénarios de rigidité des fondations.

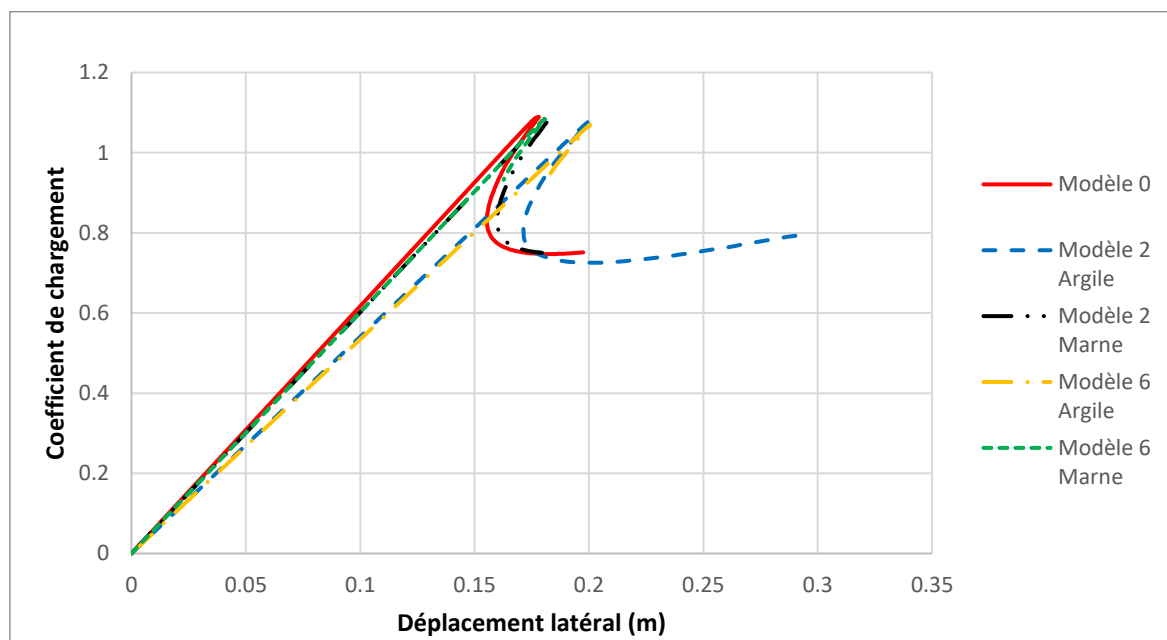


Figure 5.24 – Coefficient de chargement-déplacement au nœud N1 de l'essai 2

5.2.2.2 Analyse des efforts dans les jambes du pylône

Les Figure 5.25 et 5.26 présentent respectivement les courbes force-déplacement latéral d'une jambe en compression (jambe NR2) et d'une jambe en traction (jambe NR4) pour les différents modèles. La charge subie par la jambe en traction n'atteint pas la charge menant à la seconde rigidité des modèles 6. Cela mène donc à un modèle similaire au modèle 2. Puisque ce chargement ne mène pas à une charge suffisante dans la jambe pour causer la réduction de la rigidité du modèle, le comportement global de la structure n'est pas suffisamment modifié pour mener à une modification du mode de ruine et de la capacité du pylône.

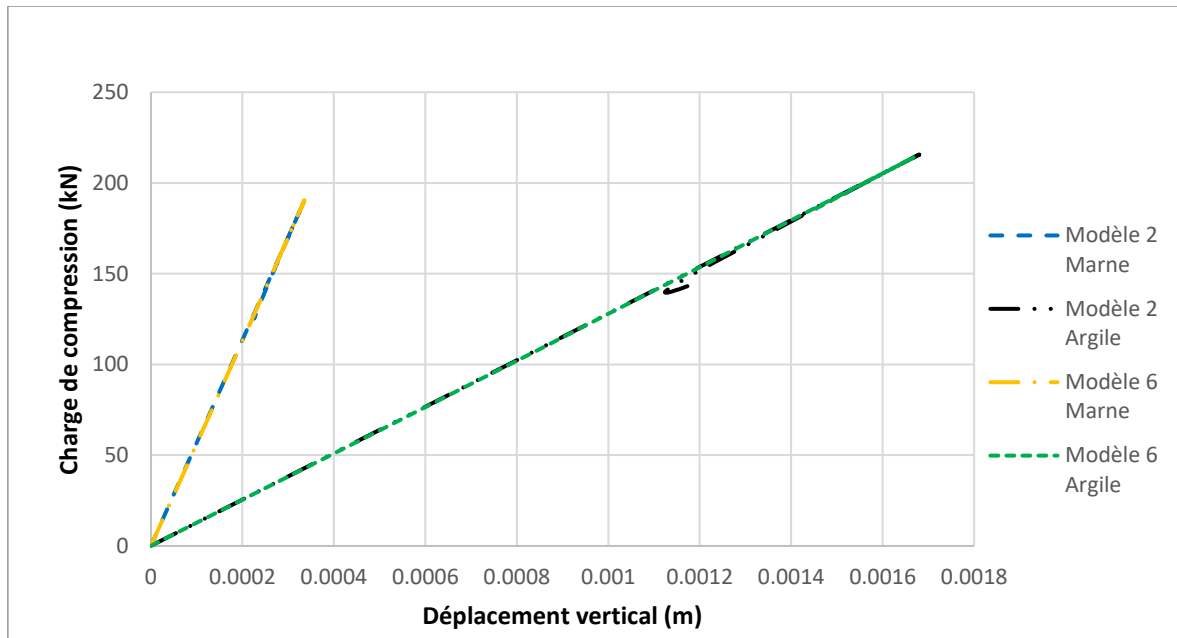


Figure 5.25 – Force-déplacement de la jambe en compression NR2

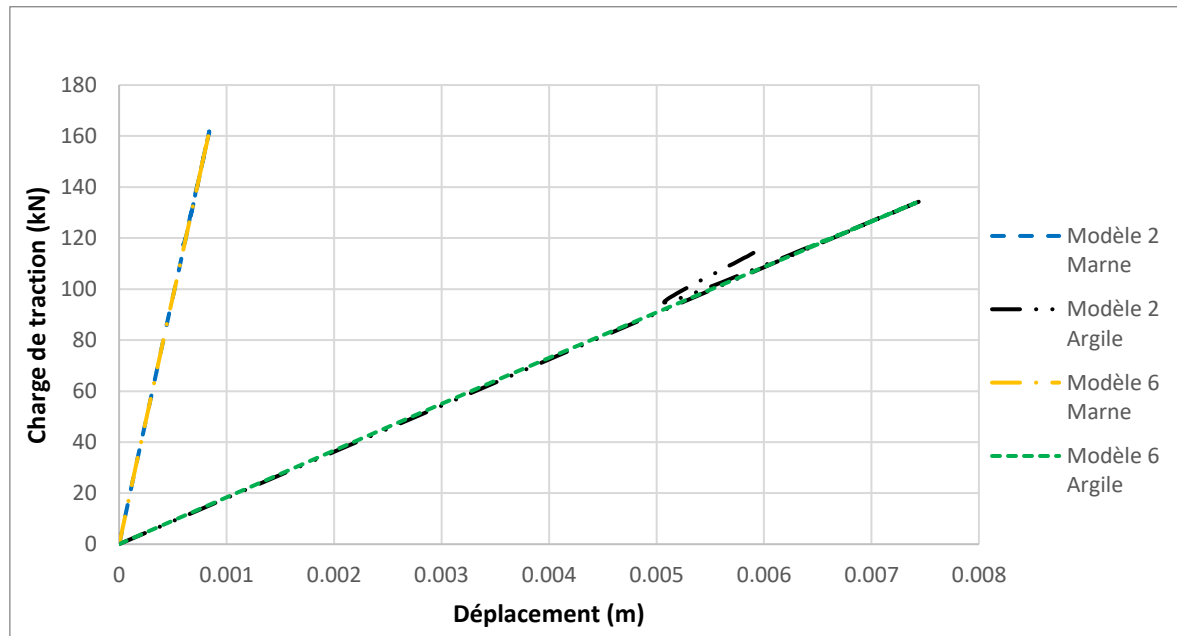


Figure 5.26 – Force-déplacement de la jambe en traction NR4

La Figure 5.27 présente le mode de rupture obtenu pour le modèle de référence de l'essai 2 avec une déformée amplifiée de 5 fois. En visualisant les différents modes de ruptures à l'aide de l'outil Paravis de Salome_Meca, on note que ce mode de rupture est le même pour tous les modèles analysés, soit un flambement en flexion d'une membrure jambe dans le fût du pylône. Le comportement de la structure ne semble donc pas être affecté par la modification de la flexibilité de la fondation dans le cas des modèles 2 et 6.

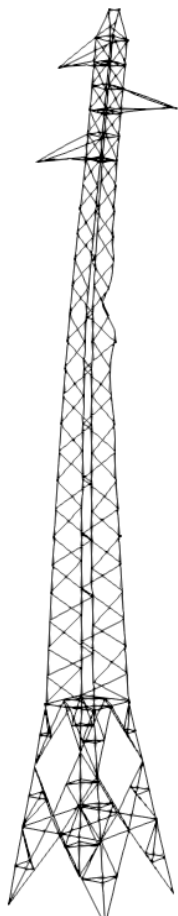


Figure 5.27 – Mode de rupture de l'essai 2

5.2.3 Synthèse des résultats de l'essai 2

L'essai 2 démontre que la modélisation de la flexibilité des fondations de pylônes à treillis peut ne pas mener à une modification de la capacité de la structure d'un pylône à treillis. Un cas de chargement induisant de faibles efforts verticaux à la fondation ne permet pas à la fondation d'atteindre la rigidité réduite dans le cas d'une fondation bilinéaire, ce qui explique l'invariabilité du comportement global de la structure. La présence de faiblesse simulée dans la

fondation n'est pas considérée pour l'essai 2, mais il peut être intéressant d'évaluer son influence pour un cas de chargement menant à des efforts plus faibles à la base du pylône. Il est à noter que, dans tous les scénarios analysés, la rigidité en torsion et en translation latérale est considérée comme constante. Il serait intéressant d'évaluer l'influence de la variation de ces rigidités dans des travaux futurs.

CHAPITRE 6

CONCLUSION

Dans le cadre de ce projet de maîtrise, l'influence de la flexibilité des fondations sur le comportement mécanique d'un pylône à treillis a été étudiée. À partir de méthodes simplifiées de modélisation de fondations, une série de 10 scénarios modélisant d'interaction sol-structure ont été implantés dans un modèle par éléments finis de référence précédemment développé par le groupe de recherche sur les lignes aériennes de l'Université de Sherbrooke, où les fondations sont considérées parfaitement rigides. Des rigidités ont été évaluées à l'aide d'équations théoriques disponibles dans la littérature et en se basant sur des essais expérimentaux réalisés précédemment par RTE. Les modèles 1 à 6 sont caractérisés par un comportement flexible des fondations dans un ordre de complexité croissant tandis que les modèles 7 à 10 tentent de reproduire une faiblesse dans l'un des massifs de fondation. Chaque modèle a été réalisé pour deux essais ainsi que pour deux sols différents. Le modèle 1 inclut des rigidités constantes et égales pour tous les massifs alors que le modèle 2 différencie les rigidités des massifs en traction de ceux en compression en appliquant une rigidité en arrachement plus faible. Les modèles 3 et 4 sont caractérisés par un comportement bilinéaire en arrachement et les modèles 5 et 6 considèrent un comportement bilinéaire en arrachement et en renversement. Les modèles 7 et 9 incluent une faiblesse sur une jambe en compression alors que les modèles 8 et 10 incluent une faiblesse sur une jambe en traction. Ces modèles ont été employés pour l'analyse de l'effet de l'interaction sol-structure dans le cas du pylône H2 de RTE soumis à deux cas de chargement (essais 1 et 2). Dans tous les cas analysés, les résultats obtenus ont été confrontés aux résultats du modèle de référence afin d'étudier l'effet de fondations flexibles sur le comportement mécanique du pylône.

La première observation relevée à partir des résultats des modèles 1 à 6 est qu'en considérant une fondation avec une rigidité constante, le mode de ruine de la structure demeure inchangé. Le point d'instabilité de la structure demeure le même et la résistance atteinte par le modèle est la même pour le modèle de référence, le modèle 1 et le modèle 2. Le déplacement de la structure est toutefois augmenté par le déplacement de la fondation dans le cas des modèles 1 et 2. Dans certains cas, le fait de considérer un comportement bilinéaire pour la fondation mène à une ruine

différée de la structure. En effet, les modèles 3 à 6 présentant une rigidité variable sont associés à une augmentation d'au moins 5 à 20% de la charge maximale atteinte par la structure. La flexibilité de la fondation semble donc, dans certaines conditions, mener au retardement de la ruine par flambement du pylône. De plus, la présence d'un sol flexible tel que l'argile employé dans ce projet peut mener à des déflexions plus importantes que dans le cas d'un sol rigide.

Le chargement appliqué sur la structure modifie toutefois l'influence possible de la rigidité des fondations sur le comportement du pylône. En effet, dans le cas de l'essai 2 présentant un chargement en torsion menant à une charge verticale plus faible dans les jambes du pylône, le comportement global de la structure demeure similaire au modèle de référence et la capacité de la structure demeure la même. Puisque les chargements n'atteignent pas les limites de chargement menant à un changement de rigidité de la fondation, les modèles bilinéaires 3 à 6 agissent comme le modèle à rigidité constante 2.

Lorsqu'une faiblesse est simulée à seulement un des massifs de fondation, la résistance et le mode de ruine du pylône peuvent être modifiés. Ceci peut être observé à l'aide des modèles 7 à 10 réalisés uniquement pour l'essai 1. Les conditions où le défaut survient à 50% de la charge verticale atteinte par le modèle de référence et dès le début du chargement ont été considérées. Le flambement survient dans une membrure diagonale se trouvant dans l'axe de la jambe affaiblie plutôt qu'au niveau d'une la membrure jambe dans le fût du pylône. Le déplacement différentiel de la fondation de la structure mène à une augmentation de la charge dans la membrure diagonale en compression du côté dans l'axe de la faiblesse et donc à une modification du mode de ruine de la structure. De plus, cette ruine peut survenir à un niveau de chargement inférieur à celui du modèle de référence.

Les configurations analysées dans ce mémoire ont permis d'évaluer de manière simplifiée l'effet de la flexibilité des fondations sur le comportement d'un pylône à treillis en considérant plusieurs hypothèses simplificatrices. Tout d'abord, les efforts appliqués à la structure sont de nature quasi-statique et ne prennent pas en compte la composante dynamique des efforts de vent appliqués sur un pylône. Ensuite, seul un type de fondation a été utilisé pour ce projet. Certaines fondations sont sur pieux ou encore en grillage, ce qui peut modifier la réponse du pylône de manière considérable. La modélisation d'un seul pylône constitue également une limite pour le projet. La fondation étudiée est une fondation appartenant à une ligne à 90 kV. Les efforts subis

par les pylônes de lignes à plus haut voltage sont différents et requièrent généralement des massifs de fondation plus grands. Enfin, les modèles de fondation utilisés sont grandement simplifiés. Il est possible qu'en employant un modèle plus complexe de fondation, prenant en compte d'autres considérations, telles que la variation des propriétés du sol en fonction de la profondeur, le comportement du pylône soit modifié.

Pour faire suite à ce projet, il serait entre autres intéressant d'évaluer l'influence d'un chargement dynamique sur le comportement à la ruine du pylône. Les équations simplifiées de Gazetas [1991] permettent d'ailleurs l'évaluation des paramètres de rigidité et d'amortissement dynamiques de la structure. Évaluer l'effet de la flexibilité de la fondation sur un autre type de pylônes est également intéressant étant donné la différence de géométrie entre les différentes structures. L'effet d'autres paramètres de la fondation, tel que la considération d'un tassement d'appui à la structure en plus de la flexibilité de la fondation, peut également être évalué. Enfin, construire un modèle du pylône se rapprochant plus du comportement réel de la structure peut être intéressant. La prise en compte de phénomènes non linéaires incluant le glissement des boulons, entre autres, permettra d'améliorer la précision des résultats numériques.

LISTE DES RÉFÉRENCES

- Ahmed, K., Rajapakse, R. et Gadala, M. (2009). Influence of bolted-joint slippage on the response of transmission towers subjected to frost-heave. *Advances in Structural Engineering*, 12(1), 1–17.
- Auersch, L. (2019). Compliance and damping of piles for wind tower foundation in non-homogeneous soils by the finite-element boundary-element method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 120, 228-244.
- Battista, R. C., Rodrigues, R. S., & Pfeil, M. S. (2003). Dynamic behavior and stability of transmission line towers under wind forces. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 91(8), 1051-1067.
- Bouchard, P.-L. (2013). *Calcul de la capacité de pylônes à treillis avec une approche stabilité*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 131 p.
- Bougue, M. (2008). Lignes électriques aériennes à très haute tension, Tome 3, Etudes techniques (Vol. 3). France: INEO, Malakoff.
- Çami, K. (2017). Imagerie du module de cisaillement in situ du sol par méthodes d’ondes de surface et essais géotechniques : caractérisation des petites aux grandes déformations. Thèse de doctorat, Mécanique [physics]. Université Paris-Est. NNT : 2017PESC1216.
- Caugan, G. & Hermant, C. (1990). *Ligne 1 x 63 kV PRAUTHOY – ROLAMPONT Analyse des essais d’arrachement des massifs DCC015 et DCC020*. Electricité de France.
- CEI. (2017). Norme internationale 60826. Critères de conception des lignes aériennes de transport. Edition 4.0.
- EDF (2020). Code_Aster. <http://www.code-aster.org/> (page consultée le 2020-12-08).

- Fotopoulou, M., Kotsanopoulos, P., Gazetas, G., & Tassoulas, J. L. (1989). Rocking Damping of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations. *Journal of geotechnical engineering*, 115(4), 473.
- Gazetas, G. (1991). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of geotechnical engineering*, 117(9), 1363-1381.
- Gazetas, G., Anastasopoulos, I., Adamidis, O., & Kontoroupi, T. (2013). Nonlinear rocking stiffness of foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 47, 83-91.
- Gazetas G., Dobry R., & Tassoulas J. L. (1985). Vertical Response of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6), 750-771.
- Gazetas G., & Tassoulas J. L. (1987). Horizontal Stiffness of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(5), 440-457.
- Gerolymos, N., & Gazetas, G. (2006). Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(5), 363-376.
- Gravel, G. (2020). *Étude de l'effet des hypothèses de modélisation numérique avancée sur la prédiction du comportement structural des pylônes à treillis*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 85 p.
- Hatzikonstantinou, E., Tassoulas, J., Gazetas, G., Kotsanopoulos, P. & Fotopoulou, M. (1989). Rocking stiffness of arbitraly shaped embedded foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(4), 457-472
- Jendoubi, A., & Legeron, F. (2013). Effect of the dynamic soil -structure interaction on rigid transmission line towers subjected to wind and impulse loads. *Electrical Transmission and Substation Structures 2012: Solutions to Building the Grid of Tomorrow*, November 4, 2012 - November 8, 2012, 250-261.
- Kulhawy, F. H. & Mayne, P. W. (1990). Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. *Research report*. Electric Power Research Institute. 308 p.

- Kyung, D. & Lee, J. (2015). Load-carrying behavior of transmission-tower connected foundations subjected to different load directions. *Soils and Foundations*, 55(3), 575-587.
- Langlois, S., Prud'homme, S., Legeron, F., & Pourshargh, F., Review of advanced modelling methods for lattice steel towers. *2016 CIGRE-IEC Colloquium*. Montréal, Québec, Canada, 9 p.
- Lee, J. W., & Jensen, H. G. (1981). Transmission Tower Limit Analysis and Design by Linear Programming. *IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems*, PAS-100(4), 1999-2007.
- Le Verger, C. (2000). *Compte rendu des essais de fondations superficielles réalisés sur la ligne 400 kV Mery-Vesles*. Electricité de France.
- McClure, G., & Lapointe, M. (2003). Modeling the structural dynamic response of overhead transmission lines. *Computers & Structures*, 81(8-11), 825-834.
- Rao, N. P. & Kalyanaraman, V. (2001). Non-linear behaviour of lattice panel of angle towers. *Journal of Constructional Steel Research*, volume 57, numéro 12, p. 1337-1357.
- RTE. (2002). Rapport technique, Ligne à 2 circuits 400 kV St-Vulbas - Vielmoulin. *Rapport d'exécution sur massifs expérimentaux*.
- Spie Fondations. (2002). Ligne 225 kV Bayet - Montvicq. *Rapport d'essais*.
- Sad Saoud, K., Langlois, S., Loignon, A., & Lamarche, C.-P. (2018). *Failure analysis of transmission line steel lattice towers subjected to extreme loading*. Conférence du SCGC, Fredericton 2018, ST056/1-ST056/9. <http://hdl.handle.net/11143/15563>.
- Teske, J. P., Pouteau, J. & Susan, C. (1986). *Compte rendu d'essais HM /74-39 (ep) CS/CP*. Electricité de France.
- Velez, A., Gazetas, G., & Krishnan, R. (1983). Lateral dynamic response of constrained-head piles. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(8), 1063-1081.

Vicente, E., Dobry, R., J. O'Rourke, M., & M. Roesset, J. (1982). Stiffness and damping of single piles. *Journal of the Geotechnical Division*, 108(3), 439-459.